

# Alma Mater Studiorum – Università di Bologna

Scuola di dottorato in  
Ingegneria Civile e Architettura

Corso di Dottorato in  
Ingegneria Civile ed Idraulica - Ciclo XXIV

D.I.C.A.M.

Dipartimento di Ingegneria Civile, Chimica, Ambientale e dei Materiali

Settore Concorsuale di afferenza 08/B3  
Settore Scientifico disciplinare ICAR 09

## Modelli semplificati per valutazione di vulnerabilità sismica di strutture in muratura

Tesi di dottorato di  
Francesco Mazzai

Coordinatore Dottorato

Relatore

Chiar.mo Prof. Ing. Erasmo Viola

Prof. Ing. Andrea Benedetti

Esame finale anno 2013

# Alma Mater Studiorum – Università di Bologna

Scuola di dottorato in  
Ingegneria Civile e Architettura

Corso di Dottorato in  
Ingegneria Civile ed Idraulica - Ciclo XXIV

D.I.C.A.M.

Dipartimento di Ingegneria Civile, Chimica, Ambientale e dei Materiali

Settore Concorsuale di afferenza 08/B3  
Settore Scientifico disciplinare ICAR 09

## Simplified models for seismic vulnerability valuation of masonry structures

Tesi di dottorato di  
Francesco Mazzai

Coordinatore Dottorato

Relatore

Chiar.mo Prof. Ing. Erasmo Viola

Prof. Ing. Andrea Benedetti

Esame finale anno 2013



# Indice

Summary	1
---------	---

## Capitolo 1

Abstract	3
1.1 Introduzione	5
1.2 Caratteristiche e funzioni delle murature	14
1.2.1 Tipologie di muratura	14
1.2.2 Murature in pietrame a secco	15
1.2.3 Murature di pietra	16
1.2.4 Murature in mattoni	18
1.2.5 Murature portanti o strutturali in zone non sismiche	19
1.2.6 Murature portanti o strutturali per zone sismiche	19
1.3 Gli elementi che costituiscono la muratura	20
1.3.1 Elementi in laterizio	20
1.3.2 Elementi in cls	21
1.3.3 Elementi in pietra	22
1.3.4 Le malte	22

## Capitolo 2

Abstract	24
2.1 Introduzione	25
2.2 Resistenza a compressione	27
2.3 Comportamento deformativo a compressione	35
2.4 Resistenza a trazione	36
2.5 Stati tensionali composti	37
2.6 Resistenza al taglio	40
2.7 Norme tecniche 2008 per murature	41



## Capitolo 3

Abstract	45
3.1 Introduzione	46
3.2 Caratteristiche tecniche dei ponti in muratura	47
3.3 Costruzione dei ponti	55
3.4 Materiali usati nei ponti in muratura	56
3.5 Danneggiamenti e crolli dovuti all'azione del uomo	57
3.6 Crolli e danneggiamenti di ponti in muratura a seguito di eventi sismici	60

## Capitolo 4

Abstract	63
4.1 Descrizione del ponte	64
4.2 Caratteristiche meccaniche degli elementi lapidei	67
4.3 Caratteristiche dinamiche della struttura	69
4.4 Descrizione del modello numerico adottato	73
4.5 Criterio di rottura e parametri non lineari	74
4.6 Analisi push-over del ponte	77

## Capitolo 5

Abstract	81
5.1 Introduzione	82
5.2 Scelta dei materiali	83
5.3 Descrizione del modello	86
5.4 Analisi di similarità del modello	87
5.5 Applicazione di sovraccarico con zavorra	89
5.6 Descrizione della prova	92
5.7 Consolidamento del ponte	95
5.8 Seconda prova push-over con prototipo fibrorinforzato	97
5.9 Terza prova push-over con modello consolidato per la seconda volta	99

## Capitolo 6

Abstract	103
6.1 Introduzione	104
6.2 Analisi limite	106
6.3 Riduzione del modello a telaio	107

## Capitolo 7

Abstract	119
7.1 Telaio con elementi trave	120
7.2 Modello reticolare equivalente	124
7.3 Modello tridimensionale	130
7.4 raffronto risultati numerici versus sperimentali	137

Conclusioni e sviluppi futuri	138
-------------------------------	-----

Riferimenti bibliografici	140
---------------------------	-----

# Summary

The Italian infrastructure is a network that combines modern elements with ancient artefacts. Many of the road lines that are present on the peninsula are of Roman origin, and many existing bridges are of Renaissance, medieval or nineteenth-century period and they are used in concert to reinforced concrete or steel modern viaducts. The historic bridges in Italy and some built after second World War have a common characteristic, all of them are made as arched structures of masonry and many of them have a substantial artistic and monumental value.

Historical earthquakes and recent events have highlighted the high seismic vulnerability of masonry structures, as these are designed to resist in an optimal manner to vertical actions, but not to horizontal loads. From this point of view the study of the seismic behaviour of masonry bridges is a topic of great engineering interest, both for the analysis of the seismic vulnerability for both intervention techniques of structural consolidation.

The aim of the thesis was to investigate this complex problem by using simplified models in the study of a particular case, according to the scheme defined in the following way: in the first two chapters describe the characteristics of masonry from the point of view of history, construction and materials used, both in reference to the mechanical characteristics. It refers either to theoretical models that describe the behaviour of masonry either to experimental investigations that seek to derive empirical relationships on the rheology of materials.

In the third chapter the main characteristics of masonry bridges are dotted starting by the historical evolution of the early Roman examples. Describes the various components of a stone bridge and the materials that constitute them. Presented here are the main causes that cause injury or damage in the walls of the bridges. Particular attention is paid to the seismic action and its effects that can cause partial collapse or cause the collapse of the entire structure. The purpose are some examples due to the effects of earthquakes on masonry bridges found in various parts of the world.

In the fourth chapter reports the study on the arch bridge located in the municipality of San Marcello Pistoiese. It shows the geometric characteristics of the current situation with reference to measurements made on site and from those reported by historical documentation currently available and some carried out investigations are presented to analyze the mechanical properties of materials and stone wall forming the bridge. Also it is shown a numerical model that allows to describe the structural behaviour of the bridge under seismic action and to assess the carrying capacity of the bridge subjected to a transversal action.

In the fifth chapter it describes the construction of a scale model of the bridge shown in the previous chapter and destructive tests made on the model designed to assess the carrying capacity of the bridge compared to a hypothetical seismic action. It is applied to a series of horizontal forces generated by jacks applied to the bridge piles. The tympanum of the bridge is pushed up to rupture. It is measured by the load-displacement curve in order to highlight the ultimate capacity of the bridge and shows the injuries that have been awarded to collapse.

In the sixth chapter we try to frame the issue in a theoretical model that refers to the analysis limit. It describes a kinematics collapse of the chassis which takes its inspiration from the crack of the masonry model. Starting from the act of rigid motion are highlighted actions resistant internal and calculated the work done. Using the principle of virtual work is imposed equality of the work of external loads with that of the internal stresses and the multiplier proceeds of collapse loads. In particular, the load is calculated for each individual jack can exert on piles carrying the bridge to collapse.

In the seventh chapter it presents the FEM numerical models in order of increasing complexity, seeking to frame the mechanical behaviour of the prototype of the bridge. Three types of models are shown: the first is represented by a frame consisting of linear beam elements with bending resistance hinged at the ends. The second type consists of a reticular frame equivalent in roughly the trends of the bridge and is formed only of rod-free flexural behaviour. Finally, the third type tries to describe the entire model with three-dimensional elements to try to catch the most of every aspect of the behaviour of the bridge.

# Capitolo 1

## Abstract

In this chapter is treated the history of the masonry facing the evolutions over time both from the structural point of view, artistic, functional, that the different components which constitute it.

The masonry is developed in a systematic way with the advent of the great urban civilizations and marks the transition from construction techniques related to wood, straw, hides and skins to change to a more mature period with building more durable and solid.

Initially the bearing wall was made dry, simply by placing one on top hewn stones, trying to click them as best as possible, to achieve a good stability and bearing capacity. Cyclopean walls or megalithic walls were built in prehistoric times or protohistoric with large irregular blocks, which were matched by compensating for the gaps with smaller stones, mortar, clay or stone, trying to fill the cavities on the surface. The stone wall square it is very durable and very stable, but it is without a doubt the most complex to implement, given the need to get away and work the stones, as well as placing them.

Parallel to the development of hewn stone masonry construction techniques were introduced in bricks. Initially, the brick was made from a mold filled with earth and straw, dried in the sun and were fitted dry.

With the discovery of lime, was born a new construction technique that allowed binding the bricks together going to form a single structural element much more resistant than adobe.

From the point of view of strength, durability and overall quality, the wall of hewn stones large dimension was the best possible solution, and was used throughout the classical period and in the Gothic period for constructing the most valuable. The cost of large hewn stone, grown considerably over the centuries than the brickwork, contributed to the abandonment of stone for brick lured in the Renaissance. However, remained in vogue the technique of the wall of hewn stone of small dimensions, more close to the technique of the brick wall.

The discovery of the first cast iron and steel, and reinforced concrete, then, led to the abandonment of the stone wall in favor of the only brick wall bedridden with lime mortar or cement mortar.

Currently the walls are made of bricks of solid brick, with stone blocks of tuffs or concrete, or through beams and reinforced concrete columns interspersed with infill.

This chapter also discussed the classification of the walls according to the function performed and the materials and techniques used. Therefore, there is a technique to dry without mortar, masonry stone cutting conglomerate of stones, a lot.

Are also differentiated according to their structural role, bearing or non-load bearing.

The materials that characterize the well walls are brick masonry or concrete, which according to the mechanical and drilling are used to build load-bearing walls or not, the stones which are now mainly used for masonry fence and the mortar has the functions of binder.

## 1.1 Introduzione

Il raggruppamento e la sovrapposizione con un certo ordine anche di poche pietre in modo da ottenere un complesso dotato di una certa stabilità, si può già considerare un tentativo di costruzione muraria. Si comprende quindi come tale semplicissima espressione dell'edilizia si possa riscontrare più o meno presso tutti i popoli della terra e debba essere esistita fin dai tempi antichi.

I primi esempi di architettura in Europa in epoca preistorica sono fatti risalire all'età del Bronzo. I più significativi si trovano nelle isole britanniche, Bretagna, Alpi Centro-orientali, Sardegna e in minor misura in Corsica, a Malta e a Pantelleria, Lunigiana, Puglia e altre regioni. Si trattava in particolare di architettura megalitica, cioè basata sull'uso di grandi blocchi di pietra e la realizzazione di imponenti opere.

Le più antiche costruzioni a noi giunte sono: i *dolmen*, i *menhir*, i *cromlech*, i nuraghi.

I dolmen, che in lingua bretone significa tavole di pietra, erano costruzioni formate da due pietre verticali sormontate da una o più grosse lastre disposte orizzontalmente (il così detto sistema trilitico). Poteva svolgere la funzione di sepolcro collettivo o di luoghi di culto.

I menhir, che in lingua bretone significa pietra lunga, costituiti da un unico blocco di pietra posto verticalmente sul suolo. Spesso i menhir erano organizzati in lunghissimi allineamenti composti di migliaia di queste pietre; avevano funzione di segnacolo tombale.

I cromlech, che in lingua bretone significa circoli di pietra, erano costruzioni circolari formate da pietre poste verticalmente sul terreno coperte da grandi lastre di pietra. Queste costruzioni sarebbero stati adibiti al culto del Sole. Il maggiore cromlech al mondo è il complesso di Stonehenge, vicino a Salisbury.

I nuraghi sono un particolare tipo di costruzione megalitica della Sardegna, e che ha riscontri in costruzioni simili anche in altre isole mediterranee. Erano case fortezza ed emblema della struttura sociale delle popolazioni di pastori sarde. Si contano 7000 di queste costruzioni e le datazioni vanno dal XV al VIII secolo a.C.

La civiltà egiziana, sorta lungo le rive del fiume Nilo 4000 anni prima di Cristo, ci ha lasciato alcuni dei monumenti più grandiosi dell'antichità: le Piramidi. Queste gigantesche costruzioni furono l'evoluzione dei primi recinti sepolcrali utilizzati dai faraoni: essi erano delle piattaforme quadrangolari e prendevano il nome di mastaba. Più mastaba sovrapposte, crearono la prima piramide a gradoni, quella di Saqqara. Successivamente la piramide prese la sua forma canonica, di perfetto prisma a quattro facce triangolari.

Le piramidi furono edificate in un periodo compreso tra il 3000 e il 2000 a.C., successivamente caddero in disuso, ed i faraoni, per le loro sepolture edificarono templi con colonne papiro formi,

così chiama perché le colonne avevano forma di papiri stilizzati). Adottarono, quindi, il sistema trilitico, ma secondo la loro visione, con proporzioni e misure gigantesche.

Gli edifici egizi si impongono sul paesaggio circostante. Essi sono un segno ben visibile dell'intervento umano, teso a modificare l'aspetto del territorio. A differenza degli edifici egizi le costruzioni cretesi presentano tutt'altra concezione: evitando qualsiasi imposizione di simmetria e le dimensioni non sono mai eccessive, ma proporzionate alle funzioni che devono svolgere.

Nel mondo egeo un'altra cultura, quella micenea, troverà una diversa via architettonica. Pur non ricorrendo alla grandiosità dell'architettura egizia, le sue costruzioni sono improntate ad un severo senso di robustezza e gravità. Gli edifici sono realizzati con conci di pietra a vista di grosse dimensioni. Ma la cultura micenea mostra altri caratteri di novità: essa comincia a sperimentare la resistenza delle strutture curve, ma lo fa in modo ancora incerto. Gli archi e le volte di alcuni suoi edifici sono in realtà falsi archi e false volte in quanto, gli elementi costruttivi non si sorreggono per mutuo contrasto, e scaricano il peso secondo linee di forze verticali.

Il grande progresso della cultura greca nell'ambito del mondo antico si riflette anche su quello architettonico. Il loro genio costruttivo si applicò quasi esclusivamente alla costruzione dei templi.

Adottando il sistema costruttivo trilitico, benché conoscessero anche l'arco, i greci perfezionarono, in maniera progressiva e mirabile, misure, proporzioni e forme delle colonne. Questo insieme di elementi prese il nome di ordine architettonico.

Gli ordini architettonici, in ambito greco, si uniformarono a tre grandi stili: il dorico, lo ionico e il corinzio. Questi tre stili hanno diverse zone geografiche e diversi periodi d'origine: il dorico trovò le prime applicazioni nell'area occidentale della Grecia intorno al VIII sec. a.C.; lo ionico sorse nell'area orientale della Grecia e in Asia minore intorno al VI sec. a.C.; il corinzio si sviluppò intorno l'area di Corinto intorno al IV sec. a.C.

Un ordine è sostanzialmente costituito da una colonna con base, da un capitello e dalla trabeazione sovrastante. Nei tre diversi stili varia soprattutto la forma del capitello, che ne permette la immediata riconoscibilità: semplice nell'ordine dorico, con due volute nell'ordine ionico, a canestro con foglie d'acanto nell'ordine corinzio.

A differenza dei greci, i romani furono dei grandi costruttori, applicando le loro capacità tecniche alla realizzazione di numerose costruzioni dalle molteplici tipologie. Ma non si limitarono solo all'architettura. Essi crearono le prime grandi infrastrutture del territorio: le strade e gli acquedotti.

Nell'architettura il primo dato che differenzia i romani dai greci, fu l'impiego del sistema costruttivo ad arco, al posto del trilitico. Il sistema ad arco, consentiva la costruzione di volte, che ben si prestavano a coprire, pur con materiali di ridotte dimensioni, vasti ambienti. Il sistema



trilitico, infatti, non consentiva la costruzione di grandi ambienti, se non infittendoli di colonne, come avveniva negli edifici egiziani.

Se l'arco è essenzialmente una struttura lineare, la volta è un arco, o un insieme di archi, realizzati per occupare uno spazio tridimensionale. La volta di più semplice concezione è la cosiddetta volta a botte: essa in pratica è un insieme di archi successivi, che realizza una specie di galleria. Tale volta, per il suo sostegno, necessita di due muri laterali portanti. L'altra tipologia di volta, utilizzata già dagli antichi romani, era la volta a crociera: questa non si appoggia su due muri portanti, ma su quattro pilastri d'angolo. In un arco a tutto sesto l'altezza è esattamente la metà della larghezza.

Da queste tipologie di coperture a volta, si hanno quindi delle forme planimetriche ben precise: una volta a botte può realizzarsi su piante rettangolari, una volta a crociera solo su piante quadrate, ed una cupola solo su piante circolari. Gli edifici costruiti dai romani hanno in genere planimetrie che si compongono di spazi riconducibili sempre a queste figure geometriche elementari, alle quali corrispondono le volte già dette.

Diverse sono le tipologie degli edifici che i romani realizzarono. Oltre alle grandi ville, urbane e rurali, molti sono gli edifici destinati a funzioni particolari: i fori, le terme, le basiliche allora erano dei tribunali, ma anche templi, teatri (vedi teatro Romano a Verona) o anfiteatri che serviva non alla rappresentazione teatrale ma allo spettacolo di esercizi ginnici e gladiatori. L'anfiteatro più famoso rimane il Colosseo, fatto erigere dall'imperatore Vespasiano ma anche l'Arena di Verona.

Molte delle realizzazioni romane furono costruite grazie al utilizzo della pozzolana, materiale di origine argillosa proveniente da Pozzuoli. In pratica la pozzolana era un legante idraulico molto simile al moderno cemento. Esso consentiva di aggregare pietre e lapilli vari, in modo tale da formare un unico conglomerato; e pertanto si potevano realizzare volte resistenti ma molto più leggere di quelle realizzate con pietre o mattoni. Inoltre erano più facili da realizzare, perché non richiedevano la sagomatura dei conci, ma si realizzavano mediante un'unica gettata di pietrame e pozzolana.

Il principio delle murature romane si basava, sulla realizzazione dei cosiddetti muri a sacco. Il muro, in pratica, aveva un'anima interna fatta di pozzolana e lapilli, mentre le due facce esterne erano realizzate con materiali vari, che costituivano il paramento a vista. In base alla tecnica di realizzazione e ai materiali impiegati, le murature dei romani prendono i diversi nomi: opus incertum, se il paramento era realizzato con elementi lapidei di forma non regolare; opus latericium, se era realizzato con mattoni, i quali erano tagliati a metà lungo la diagonale e di forma triangolare erano inseriti di spigolo nel muro; opus tufaceum, se il materiale impiegato era di tufo; opus reticulatum, se il paramento era realizzato con cubetti di porfido, dalla forma approssimativamente

tronco-conica, che erano messi in posizione rombica; opus mixtum, se il paramento si componeva di più tecniche diverse.

Gli eventi storici che dettero una svolta all'architettura, come alla cultura artistica in genere, avvennero agli inizi del IV sec. d.C. Nel 313, con l'editto di Milano, Costantino ufficializzò la religione cristiana, dando così l'avvio per la creazione d'arte paleocristiana.

Tale possibilità di edificare propri edifici, fu sfruttata dai cristiani con l'edificazione di chiese, che mutuavano dall'edilizia romana due tipologie: la basilica e il mausoleo. La basilica, era un edificio già inventato dai romani, ma non per scopi religiosi bensì civili: era infatti un tribunale. Aveva uno sviluppo longitudinale, era diviso in più navate da file di colonne ed era coperto in genere con capriate lignee. Alle estremità dei lati corti si aprivano verso l'esterno due spazi semicirculari, dette absidi. La navata centrale, più larga, risultava anche più alta, rispetto alle laterali, così da permettere l'apertura di finestre nella parte superiore del muro, che illuminavano dall'alto lo spazio centrale. La basilica dei cristiani non differiva in nulla da quelle costruite dai romani: com'era già avvenuto con le catacombe, si limitarono a cambiar la funzione ad un edificio nato per altri scopi.

I mausolei, che non avevano l'esigenza di contenere numerosi fedeli, ma erano costruite solo per conservare il sepolcro di un santo, o per ricordare il luogo di un evento miracoloso o simbolico, hanno forma geometrica più regolare, tendente ad avere dimensioni uguale su tutti i lati, quali il cerchio, il quadrato, l'esagono, l'ottagono, ecc.

Benché entrambe le tipologie sono state praticate in occidente e in oriente, si nota una certa preferenza, da parte dell'impero bizantino, per le tipologie a pianta centrale.

L'architettura bizantina partì anch'essa dall'eredità culturale tardo-romana, ma la sua attenzione si fissò su due aspetti in particolare: la spazialità e la costruzione delle cupole.

I romani avevano preferito rivestire i loro edifici di marmo o con affreschi. I bizantini annullano semplicemente i muri grazie al riflesso dei loro mosaici dorati, che creano un'illusione di continuità tra lo spazio interno e i suoi limiti murari.

L'architettura bizantina è quasi del tutto priva di decorazioni plastiche, preferendo rivestire le superfici di mosaici. La poca decorazione di elementi lapidei venne per lo più realizzata non a basso rilievo ma con lavoro di traforo e sottosquadro. Tra gli elementi che furono così trattati vi furono i capitelli ed i pulvini. Il pulvino è un'invenzione bizantina, che ebbe poi applicazione in tutto il periodo medievale. Era l'elemento lapideo che permetteva di raccordare spessori di muri notevoli a colonne di più piccolo diametro. In pratica divenne

quasi un secondo capitello con forma e decorazione più libera rispetto all'altro capitello che, secondo la tradizione classica, costituiva un tutt'uno con la sottostante colonna.

La tipologia di copertura preferita dai bizantini fu la cupola. Questa, già impiegata dai romani, aveva però un limite: richiedeva un muro continuo circolare per il suo sostegno. La grande innovazione dei bizantini fu il riuscire a costruire cupole circolari su piante quadrate.

L'influenza dell'architettura bizantina si diffuse sia in oriente sia in occidente ma fu presente soprattutto nel periodo dell'alto medioevo, nei territori da loro direttamente dominati come Ravenna, vedi (Sant'Apollinare in Classe) ma anche la Calabria e le Puglie e Venezia. Nell'Europa orientale la sua influenza permase in tutti i territori di religione ortodossa, quali la Russia o le regioni balcaniche e danubiane, fino al crollo dell'impero bizantino.

La tradizione occidentale, che, dopo la scissione dell'impero romano, mantenne caratteri originali rispetto all'arte bizantina, esaurì la sua vitalità a seguito della venuta dei barbari.

I barbari non portarono con sé una propria tradizione costruttiva, ma contribuirono nel formare tecniche locali. La loro produzione rimase però di scarsa entità, muovendosi tra due coordinate: edifici molto semplici e dall'aspetto spoglio, oppure rielaborazione di modelli tardo antichi e bizantini, quando dovevano realizzare edifici dal maggior significato simbolico o politico.

La loro tuttavia rimase una produzione molto limitata, giacché l'alto medioevo si caratterizzò per la tendenza a vivere non in ambiti urbani ma in ambiti rurali.

L'alto medioevo si caratterizzò, infatti, per un'istituzione molto particolare, il feudalesimo; i signori feudali preferivano vivere in castelli che sorgevano al di fuori delle città; le popolazioni urbane finirono anch'esse per spostarsi nei dintorni dei castelli. Appare evidente che le città si ritrovarono sovradimensionate per le esigenze dell'epoca, perciò si provvide per lo più a riutilizzare gli edifici già esistenti, piuttosto che costruirne di nuovi. Ed anche quando si andò alla costruzione di nuovi edifici, questi riutilizzarono molti dei materiali di spoglio che provenivano da altri edifici in rovina. Un edificio alto medievale, se ha delle colonne, queste provengono sicuramente da qualche edificio romano. Infatti la tecnica costruttiva del tempo si basava non più sulla lavorazione della pietra e del marmo, ma solo sull'impiego del mattone e del legno.

In questa fase inizia l'elaborazione di quelle tecniche costruttive, che dopo l'anno mille, dettero luogo alla fioritura dell'architettura romanica.

Le poche costruzioni note di questo periodo sono in genere chiese dalla modesta dimensione, che proseguono la tipologia basilicale delle prime chiese paleocristiane. Le campate, però, non sono in genere separate da colonne, ma da pilastri di mattoni. Esse sono sormontate da archi, e al di sopra sorreggono rudimentali capriate lignee. Invece per i pochi edifici di carattere regale, quali le cappelle palatine, che sorsero in questi secoli, furono progettate sul modello degli edifici classici, che però vennero ad essere interpretati secondo una visione bizantina.

Intorno all'anno mille con l'avvento di un miglior sviluppo economico si ritorna a considerare la città come ambiente socio culturale, dando il via a nuovi centri abitativi, che rispetto alle città fondate dai romani, che sorgevano per lo più in posizioni pianeggianti e nei fondo valle, le città che sorsero nel medioevo sono quasi sempre situate in posizioni dominanti sul territorio circostante. L'edificio più simbolico di questa rinnovata attività costruttiva fu la cattedrale, in cui si riconosceva la popolazione di una città o di un villaggio, si concentrò l'attenzione della cultura architettonica del tempo, elaborando quello stile detto romanico, che, dopo l'età classica, sarà il primo stile internazionale adottato da tutti gli stati europei allora esistenti.

Quando le volte sostituirono i tetti in capriate lignee, l'architettura iniziò il nuovo corso stilistico che noi definiamo romanico. I motivi per sostituire le capriate erano molteplici: le strutture di legno richiedevano continua manutenzione, ma soprattutto erano facilmente infiammabili. Gli incendi che si sviluppavano nelle chiese erano difficilmente domabili, con il risultato che era necessario rifare i tetti alle chiese con una frequenza notevole. Il tentativo di dare alle chiese una copertura più stabile e duratura, portò a sostituire il legno con i mattoni in laterizio o le pietre. Ecco quindi la scelta di coprire le chiese con volte in muratura.

Inizialmente in fase di preromanico, le prime sperimentazioni di coprire le chiese con delle volte, avvenne utilizzando le volte a botte. Ma la volta a botte era difficilmente adattabile a chiese a più navate, perché necessita di un muro continuo e notevolmente pesante sui due lati perimetrali.

La soluzione idonea era ricorrere alla volta a crociera, che scaricando il suo peso su quattro pilastri d'angolo, permetteva di scomporre lo spazio della chiesa in campate tra loro comunicanti, poiché non interrotte da muri. L'arco utilizzato dall'architettura romanica, al pari di quanto avevano già fatto i romani, era a tutto sesto, l'edificio costruito deve quindi avere la base quadrata. E così il quadrato della crociera divenne il modulo costruttivo della cattedrale romanica. Ma, ciò che unifica lo stile romanico, oltre questa modularità costruttiva, è la pesantezza strutturale che la contraddistingue. Le volte, rispetto alle capriate lignee, sono più pesanti, ed inoltre scaricano forze inclinate, non verticali: pertanto necessitano di murature molto spesse e pesanti, adatte a contrastare le notevoli spinte ribaltanti delle pesanti volte. Queste murature dovevano essere così pesanti e resistenti, che in loro era problematico aprire delle finestre.

Rispetto alle basiliche paleocristiane o bizantine, in cui la luce pioveva dall'alto dai finestrone che si aprivano in sommità alla navata centrale, le cattedrali romaniche divennero degli edifici molto bui.

In Italia il romanico ebbe più varianti regionali: tra queste, la prima si sviluppò nell'area padana e si configurò come uno stile abbastanza omogeneo. Esempi del romanico padano sono la chiesa di S. Ambrogio a Milano, la chiesa di S. Michele a Pavia. Queste chiese si contraddistinguono per la

chiarezza compositiva delle piante, per l'impiego di mattoni o pietre a faccia vista, per la facciata a capanna tripartita.

I normanni furono grandi costruttori di cattedrali, a loro si deve una tecnica costruttiva, che permise al romanico di evolversi nello stile gotico: le volte costolonate. La scoperta dei normanni fu che una volta a crociera si compone non solo dei quattro archi perimetrali, ma anche di due archi in diagonale, che avevano in comune il concio in chiave. Questi due archi possono realizzarsi, indipendentemente da tutta la volta. Ecco che così, la volta a crociera può scomporsi in due fasi costruttive con impalcature meno impegnative e più economiche.

La costolonatura degli archi, che costituivano le volte a crociera, portò a due risultati fondamentali: uno estetico, sul quale l'architettura gotica fondò molta della sua immagine; ed uno statico.

Ma la svolta decisiva per l'evoluzione dal romanico al gotico fu l'utilizzo dell'arco a sesto acuto. Tale arco per via della sua particolare geometria, rispetto ad un arco a tutto sesto scarica una forza meno inclinata rispetto alla verticale trasmettendo ai sostegni una spinta orizzontale minore. Cioè, l'effetto di ribaltamento verso l'esterno è inferiore, e pertanto i sostegni possono essere più snelli e leggeri. Le strutture potevano essere più alte e slanciate, favorendo la tendenza a realizzare costruzioni sempre più alte, e nel contempo, potendo concentrare la parte resistente dell'edificio in pilastri snelli, liberarono ampie superfici, che non vennero occupate da murature ma da vetrate.

Ma quando le cattedrali divennero troppo alte, l'instabilità dei sostegni degli archi si ripresentò nuovamente; così nacquero all'esterno delle cattedrali gli archi rampanti, che partivano da terra, per andare a sostenere gli archi, impostati ad altezze sempre più vertiginose.

In Italia e in particolar modo a Firenze il contrasto tra architettura gotica e il classicismo greco-romano era particolarmente evidente. Tale diversità era palese a tal punto che la cultura fiorentina finì per negare del tutto l'architettura medievale nel suo complesso, per ritornare a principi di classicità più rigorosi. Questo passaggio avvenne con l'avvento del Rinascimento, che coincise con la fine del medioevo.

L'architettura rinascimentale, pur se appariva più rigorosa, nei suoi principi di base, rispetto all'architettura medievale, appare oggi più eterogenea che non quella romanica o gotica.

La tipologia di pianta che più veniva utilizzata era quella della pianta centrale, che appariva più regolare e poteva essere inscritta in un cerchio, considerato forma geometrica pura ed esteticamente più valida. Le chiese quindi vennero concepite con pianta a croce greca e non più latina, ma anche i palazzi o i loro cortili interni, tendevano sempre più alla forma quadrata.

La massima espressione di questo era artistica è l'inizio della costruzione della nuova basilica di San Pietro in Vaticano di proporzioni maggiori e dall'aspetto imponente.

Il Quattrocento è stato un secolo di architettura rinascimentale solo per l'Italia, nel resto d'Europa, specie al nord, si era continuato a praticare quella gotica.

Il Cinquecento rappresentò il trionfo del rinascimento che si impose in campo artistico, e non solo architettonico. Il medioevo era oramai tramontato dappertutto. Dal 1492, data della scoperta dell'America cominciò un'era di laicizzazione che produsse effetti anche sull'architettura, in particolare religiosa.

Con la fine del Cinquecento si chiuse la vicenda dell'architettura rinascimentale, per dar luogo ad una svolta stilistica notevole. Con l'inizio del Seicento, l'architettura divenne barocca. Con tale termine, venne definita l'arte del Seicento e della prima metà del Settecento. Il barocco si connotò per un'immagine eccessivamente ricca di decorazioni. Negli edifici barocchi, la struttura e l'aspetto dell'edificio erano considerati come aspetti separati. Il primo, la struttura, seguiva logiche sue proprie, il secondo, l'aspetto, veniva affidato alle decorazioni aggiunte con marmi e stucchi.

Quindi, la differenza tra rinascimento e barocco, in architettura, si basava su questa diversa concezione dell'edificio. L'architetto rinascimentale cercava la bellezza nella giusta proporzionalità delle parti dell'edificio, che quindi risultava gradevole all'occhio per il senso di armonia che suscitava. L'architetto barocco, invece, non cercava un senso di sobrio godimento estetico, ma cercava di stupire, di suscitare una reazione forte di meraviglia. E per far ciò ricorreva alla decorazione eccessiva e fantasiosa, che creasse così un effetto di ricchezza e preziosità.

Un dato stilistico fondamentale del barocco fu la linea curva. In questo periodo, infatti, nulla era concepito e realizzato secondo linee rette, ma sempre secondo linee sinuose. Il rinascimento aveva idealmente adottato come propria cifra stilistica il cerchio, che appariva la figura geometrica più perfetta ed armoniosa. Altre linee curve erano considerate irrazionali o bizzarre. E queste curve non erano mai esibite in modo esplicito, ma erano ulteriormente complicate da intersezioni o sovrapposizioni, così che risultassero quasi indecifrabili.

La concezione della curva ci permette di distinguere due momenti nella vicenda del barocco: una prima fase, in cui si cercava di movimentare secondo linee curve anche la struttura e la spazialità degli edifici; una seconda fase, in cui gli edifici divennero più regolari, e adottarono linee curve solo nella decorazione.

Nel Settecento l'architettura era, allo stato sperimentale. La maggior parte della produzione architettonica avveniva ancora con sistemi tradizionali, ma nella seconda metà del secolo, vi fu una svolta stilistica notevole. In polemica con quel barocco, che aveva moltiplicato la decorazione degli edifici al limite dell'incredibile, l'architettura cercò una nuova purezza di linee, ritornando ad un'applicazione più rigorosa dei principi architettonici classici. Nacque, quindi, l'architettura neoclassica.

Il neoclassicismo fu un movimento che coinvolse l'intero panorama artistico, basandosi sia su riflessioni estetiche sia su istanze di gusto. In architettura si ebbe un ritorno dei principi architettonici greco-romani.

Nell'Ottocento, un altro movimento culturale produsse i suoi riflessi in campo architettonico: il romanticismo. Esso nacque già alla fine del Settecento in Inghilterra, e trovò poi terreno fertile nell'Europa nord occidentale, in particolare Francia, Germania e Scandinavia. Il romanticismo in architettura si manifestò con un'attenzione verso il medioevo, preferito, circa i modelli architettonici, rispetto alle epoche greco-romane.

In architettura, questo momento di attenzione per il medioevo, portò a preferire edifici in stile romanico e, soprattutto, gotico.

La cultura romantica fu un momento notevole per l'architettura anche perché affrontò per la prima volta il problema del restauro architettonico. Agli inizi dell'Ottocento, soprattutto in Francia, ci si pose il problema della conservazione di quell'immenso patrimonio d'arte rappresentato dagli edifici sorti nel medioevo, in particolare chiese e cattedrali. Edifici che in molti casi avevano subito devastazioni o guasti, anche per le posizioni anticlericali espresse dalla Rivoluzione Francese.

La seconda metà dell'Ottocento veniva applicato ogni stile del passato in base alla destinazione d'uso del edificio. Alla lunga, tale pedissequa applicazione di un formalismo stilistico senza alcuna ispirazione, iniziò a mostrare la sua stanchezza. Alla fine dell'Ottocento iniziarono le prime reazioni, che portarono in Europa alla nascita dell'architettura liberty, e in America alla nascita dell'architettura organica.

Il liberty fu un movimento stilistico che coinvolse il gusto di un'intera epoca: quella belle époque, che caratterizzò l'Europa fino alla vigilia della Prima Guerra Mondiale. Lo stile era molto decorativo, e si basava su invenzioni stilistiche che non avevano più nulla in comune con gli stili del passato. Negando tutto quell'apparato decorativo di colonne, capitelli o murature medievali, il liberty si basava sulla linea a colpo di frusta.

All'indomani della seconda guerra mondiale, intorno agli anni '20 e '30, nacque una nuova architettura del cemento armato che prende il nome di Movimento Moderno. Comincia così un boom edilizio grazie al fatto di un aumento di richieste.

Comunque anche oggi pur con la stragrande utilizzazione di questi materiali moderni, si ha ancora un notevole utilizzo di costruzione in muratura, grazie anche al fatto di nuove tecnologie che sono in grado di rispondere ai requisiti di resistenza e di stabilità ma anche impermeabilità all'acqua e all'aria e una buona coibentazione del calore e del suono.

## 1.2 Caratteristiche e funzioni delle murature

Si intende per muro l'insieme degli elementi pesanti di varia natura (pietra, laterizio, ecc.), collegati fra loro a regola d'arte mediante un legante al fine di ottenere una struttura monolitica.

Il muro in relazione allo scopo per cui viene costruito deve assicurare:

- la funzione portante (se previsto);
- la protezione dagli agenti atmosferici (neve, vento, pioggia, ecc.);
- l'isolamento termico;
- l'isolamento acustico

Lo spessore del muro dipenderà quindi dalle funzioni che deve svolgere. Quando un muro non debba svolgere la funzione portante, ma solo di separazione fra spazi diversi, potrà essere di spessore minimo, ma sempre idoneo a garantire le altre condizioni (protezione ed isolamento).

### 1.2.1 Tipologie di muratura

I muri si possono classificare in vari modi, a seconda della loro funzione o posizione, dei materiali impiegati o della tecnica di esecuzione.

In base alla funzione possono essere:

- *muri maestri o portanti* se assolvono a compiti statici; sono di questo tipo i muri perimetrali e quelli di spina degli edifici in muratura ordinaria;
- *di tamponamento*, se servono a chiudere i vuoti fra travi e pilastri delle strutture intelaiate;
- *divisori o tramezzi*, quando servono a separare i vari interni dell'abitazione tra loro.

In base ai materiali i si hanno:

- *muri di pietra da taglio*;
- *muri di pietrame in conci irregolari*;
- *muri di blocchi di tufo*;
- *muri di laterizi*;
- *muri misti di pietrame, di calcestruzzo e laterizi*;
- *muri di calcestruzzo semplice o armato*;
- *muri di elementi vari prefabbricati*.

In base alla posizione, i muri si possono distinguere in:

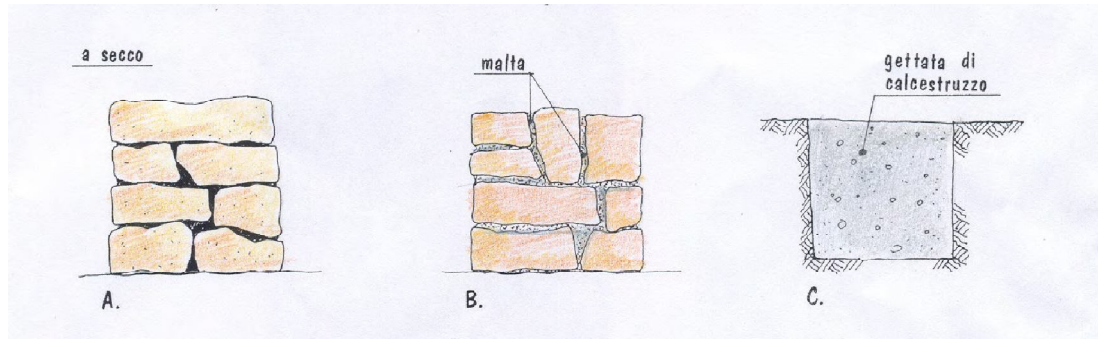
- *muri in fondazione*, quelli posti sotto il piano di campagna;
- *muri in elevazione*, quelli al di fuori del piano di campagna;

In base alla tecnica di esecuzione si possono avere:

- *muri a secco*, quando non vengono impiegate malte per cementare i vari elementi;

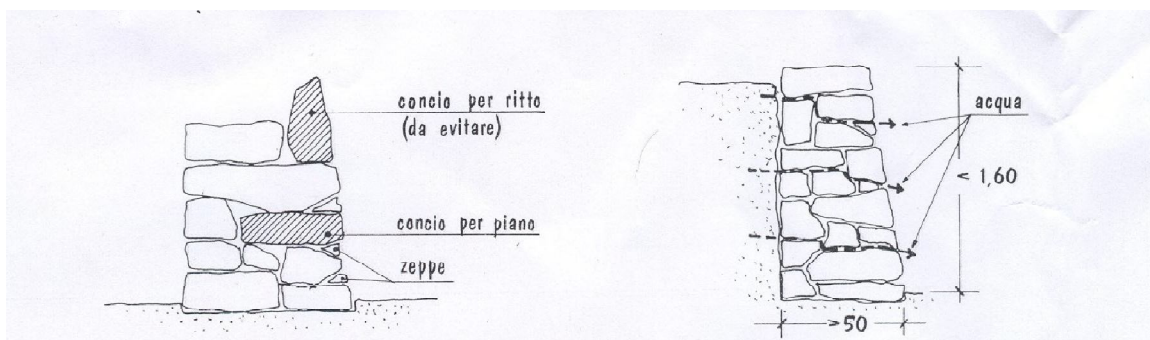


- *muri con malte* (muri propriamente detti);
- *muri di getto*, realizzati con conglomerati vari entro cavità del terreno o con casseforme



### 1.2.2 Murature in pietrame a secco

Sono fra le strutture più antiche create dall'uomo, attualmente sono utilizzate soprattutto per delimitare i terreni agricoli o per recinzioni e vengono usate nelle zone dove si trova pietrame in abbondanza, come ad esempio in Puglia, Liguria o Sardegna.



Tecnica di esecuzione delle murature a secco con pietrame

Esempi di edifici costruiti con questa tecnica sono i trulli e le pajare pugliesi o le nuraghe sarde.



Nuraghe di Losa Abbasanta (Cagliari)



Pajara pugliese

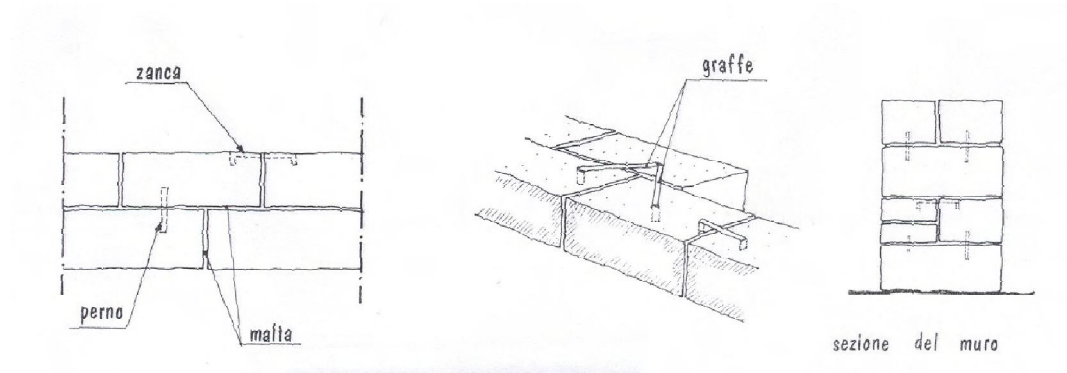


Esempio di muro a secco utilizzato per dividere due diversi terreni

### 1.2.3 Murature di pietra

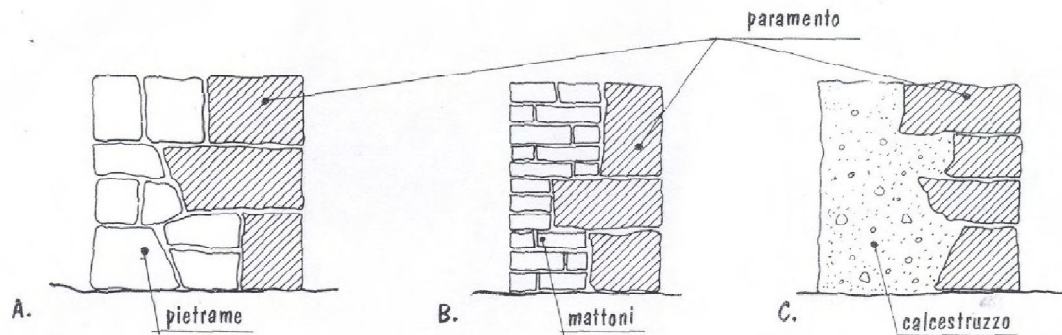
Le murature di pietra, molto usate in passato quando i costi della manodopera erano irrilevanti, si possono raggruppare nelle tipologie seguenti.

Murature di pietra squadrata: di grandissima resistenza utilizzate soprattutto dall'antichità classica fino ad i primi del 900, erano formate da conci disposti uno accanto all'altro, collegati con zanche o perni metallici



Tecnica esecutiva della muratura in pietra squadrata

Murature con paramento di pietra squadrata: esteriormente nell'aspetto molto simili alle murature di pietra squadrata, ma con l'impiego dei conci squadrati limitato solo alla parte esterna visibile, mentre la parte interna era realizzata con materiali meno pregiati (pietrame grossolanamente squadrato, mattoni o calcestruzzo).



### Tecnica della muratura con paramento di pietra squadrata

Muratura di pietrame a faccia vista: utilizzata nelle zone di produzione di buon pietrame può essere eseguita nei modi seguenti.

- *A corsi regolari o filaretto.* Si può realizzare con facilità con conci calcarei di forma quasi regolare e di altezza uniforme. Lo spessore minimo della muratura è di 40 cm. e può essere realizzata anche a paramento, disponendo le pietre nella faccia a vista, con ossatura interna di mattoni pieni o di calcestruzzo.
- *Ad opus incertum:* possono essere impiegati scapoli di pietra anche irregolari fatti combaciare ad arte con colpi di scalpello
- *A corsi interrotti:* la muratura è in tutto simile a quella a corsi regolari, ma ogni tanto conci di pietra più grandi o disposti per ritto interrompono il ritmo dei corsi, con un notevole impatto estetico.
- *Ciclopica:* si impiegano conci molto grandi di forma irregolare e i grossi vuoti sono chiusi da scaglie e scapole di pietrame

Muratura con blocchi di tufo: pratiche ed economiche, si prestano abbastanza bene per piccoli edifici (al massimo 3 piani), oppure per gli ultimi due piani di edifici più alti o per sopraelevazioni. I blocchi hanno dimensioni commerciali di circa cm 30 x 40 x 13 e permettono, muratura a corsi regolari o filaretto, muratura a opus incertum, muratura a corsi interrotti quindi, murature di 30-40 cm o loro multipli e possono essere combinati con il mattone in laterizio. All'aria induriscono perdendo l'acqua di cava, e quindi è sconsigliabile ricoprirli subito di intonaco.

Murature ordinarie di pietrame: sono quelle eseguite con scapoli irregolari o scheggioni di pietra, senza particolare cura dal punto di vista estetico e destinate ad essere intonacate sui due lati. Di spessore non inferiore ai 40 cm, per non perdere la resistenza, esse si realizzano con conci di pietra posizionati per piano evitando il posizionamento per ritto. Si deve aver cura di ridurre al minimo degli spazi vuoti fra concio e concio, e quando presenti, i grossi vuoti debbono essere riempiti di scaglie di pietra (zeppe) in modo che la tessitura del muro sia ben serrata. I conci

opportunamente ripuliti da terra e polvere, ben bagnati devono essere allettati su malta (idraulica o idraulico-cementizia). Sono da considerarsi difetti della muratura l'impiego di tipi diversi di pietrame (quelli poco resistenti devono essere scartati) o di pezzi di mattoni l'esecuzione a piramide del muro (invece che a ricorsi paralleli e orizzontali) e l'esecuzione del 'muro a sacco'.

Quest'ultima pratica risulta estremamente pericolosa per la stabilità del muro nel caso lo stesso venga mal eseguito mediante riempimento della parte centrale con avanzi e residui di lavorazione piuttosto che con malta o calcestruzzo. La muratura a sacco può essere una tecnica ammissibile solo per spessori superiori o uguali a 80- 100 cm.

Muratura ordinaria mista di pietrame e mattoni: in questo tipo di muratura i mattoni possono essere impiegati per chiudere i vuoti fra gli elementi di pietra o di aggiustaggio dei piani della muratura o per la costruzione dei ricorsi orizzontali, da interporre alla muratura di pietrame.

Muri e pareti di calcestruzzo: questa tecnica costruttiva, economica e versatile, si basa sull'uso del conglomerato cementizio, che può essere utilizzato oltre che per pilastri e travi anche per muri, sia portanti che divisorii o di tamponamento. Nella realizzazione dei muri bisogna tener presenti le particolari caratteristiche del materiale e principalmente: la notevole dilatazione, il ritiro e la permeabilità. Il calcestruzzo è ottimo e soprattutto economico per i muri di sostegno, di grandi spessori, potendosi gettare con casseforme modulari recuperabili in lamiera di acciaio e per le murature in fondazione. Nell'uso del calcestruzzo è sempre opportuna la posa in opera di una armatura di ferri di piccolo diametro. Più difficile risulta realizzazioni di pareti sottili a faccia vista, le quali sono più soggette a fessurazioni dovute al ritiro e alla dilatazione, e necessitano quindi di una adeguata armatura (tipo rete elettrosaldata).

Murature di blocchi di laterizio e di calcestruzzi leggeri: sono murature adatte a tamponamenti o divisorii interni, in quanto leggere, coibenti ma poco resistenti dal punto di vista statico. Tuttavia con blocchi di spessore di almeno 25 cm vengono eseguiti muri portanti di piccoli edifici (2 piani) o di sopraelevazioni. Per le murature con blocchi di laterizio gli angoli e gli stipiti di porte e finestre sono realizzati con mattoni pieni, mentre nel caso di blocchi di cemento, si possono usare indistintamente mattoni o parti dei blocchi stessi. Gli spessori variano da 15 cm per i tramezzi a 30 cm per muri portanti di edifici industriali ed abitazioni.

#### 1.2.4 Murature in mattoni.

Questo tipo di murature possono essere impiegate nei cantieri edili dall'inizio dei lavori fino alla loro ultimazione passando per tutte le fasi costruttive.

I mattoni in laterizio possono essere quindi utilizzati per le fondamenta, muri portanti, tramezzi, muretti di recinzione e per sistemazioni esterne.

Ciò in considerazione:

- dell'estrema versatilità del mattone, che permette di risolvere problemi strutturali sia semplici che complessi;
- dell'ottima resistenza statica;
- della buona coibenza termica e acustica;
- dei notevolissimi pregi estetici;
- dei costi abbastanza contenuti, dovuti anche alla facilità di trasporto e messa in opera. in base al tipo di apparecchiature, le murature possono essere distinte secondo diversi tipi:
- murature monostrato, quando (ad esempio nel caso di blocchi di grandi dimensioni) lo spessore del muro coincide con lo spessore dell'elemento impiegato;
- murature a doppio strato o pluristrato quando lo spessore della parete è ottenuto mediante due o più strati in laterizio, contigui o distanziati fra loro;
- murature miste quando gli strati sono fra loro compenetrati in modo da formare una struttura sufficientemente collegata.

Gli elementi in laterizio, in funzione della loro dimensione, si dividono in mattoni e blocchi. Sono chiamati “mattoni” gli elementi di volume minore o uguale a  $5500 \text{ cm}^3$  ; oltre questo formato gli elementi vengono definiti “blocchi”.

#### 1.2.5 Murature portanti o strutturali in zone non sismiche

La normativa vigente “norme tecniche per la progettazione, esecuzione e collaudo degli edifici in muratura e loro consolidamento “ (decreto del Ministero LL.PP. del 20 novembre 1987) definisce in modo chiaro le caratteristiche degli elementi resistenti in laterizio per murature strutturali, fissandone la denominazione in funzione della dimensione e della percentuale di foratura, ossia del rapporto fra la superficie complessiva dei fori e la superficie totale dell'elemento stesso. In particolare non sono riportate specifiche indicazioni per la resistenza a compressione degli elementi. Secondo questo Decreto si definisce:

- pieno un elemento (mattone o blocco) con percentuale di foratura non superiore al 15%;
- semipieno un elemento con foratura maggiore del 15% e non superiore al 45%;
- forato un elemento con foratura maggiore del 45% e non superiore al 55%.

#### 1.2.6 Murature portanti o strutturali per zone sismiche

In zona sismica, tuttavia, (“Norme tecniche per le costruzioni in zone sismiche”, Decreto del Ministero LL.PP. del 16 gennaio 1996) devono essere impiegati esclusivamente elementi pieni o semipieni per i quali sia garantita una resistenza caratteristica ai carichi verticali rispettivamente di

70 e di 50 Kg/cm<sup>2</sup>. Per gli elementi semipieni è richiesta anche una resistenza caratteristica di 15 Kg/cm<sup>2</sup> ai carichi orizzontali, nel piano della muratura.

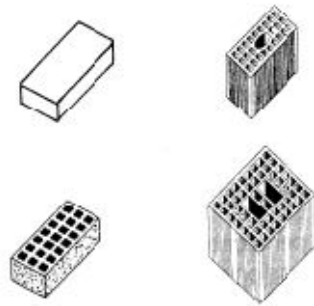
### 1.3 Gli elementi che costituiscono la muratura

Le proprietà caratterizzanti la muratura che la pongono in vantaggio rispetto ad altri materiali sono senz'altro l'aspetto, la durabilità e il costo. Ciò nonostante, esse non sono sufficienti, da sole, per poter valutare la qualità della muratura nel contesto costruttivo, in quanto è necessario che i materiali di cui essa è composta soddisfino alcuni requisiti standard. In particolare, tali materiali sono: il blocco (o il mattone) e la malta, che a sua volta è composta da cemento, calce, sabbia e qualche volta da altri costituenti.

#### 1.3.1 Elementi in laterizio

Gli elementi in laterizio possono essere di laterizio normale o alleggerito in pasta, per migliorare le caratteristiche di isolamento termico; si ottengono mediante l'indurimento per cottura ad alta temperatura di paste di argilla modellate.

Gli elementi possono essere dotati di fori in direzione normale al piano di posa (a foratura verticale) oppure in direzione parallela. Spesso sono presenti uno o due fori di dimensioni maggiori, per la presa, utilizzati in alcuni casi anche per l'alloggiamento di armature (muratura armata).



Alcuni esempi di elementi murari in laterizio

La percentuale di foratura incide considerevolmente sulle prestazioni statiche.

Seconda la percentuale di foratura:

$$\varphi = 100 \cdot \frac{F}{\Delta}$$

dove F è l'area complessiva dei fori passanti e di quelli profondi non passanti e  $\Delta$  è l'area lorda della faccia delimitata dal perimetro, possiamo classificare gli elementi di laterizio nei seguenti modi:

elementi pieni  $\varphi \leq 15\%$   $V_{\max \text{ Fori}} = 540\text{cm}^3$

elementi semipieni  $15\% \leq \varphi \leq 45\%$   $V_{\max \text{ Fori}} = 1620\text{cm}^3$

elementi forati  $45\% \leq \varphi \leq 55\%$   $V_{\max \text{ Fori}} = 1980\text{cm}^3$

elementi forati non portanti  $\varphi \geq 55\%$

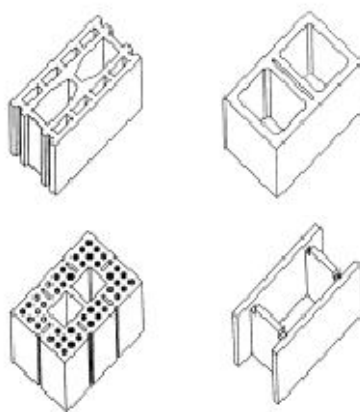
Il laterizio come materiale può avere una resistenza a compressione anche molto elevata, fino a  $130 \text{ N/mm}^2$ , tuttavia i mattoni e i blocchi, specie in presenza di forature, presentano resistenze minori. La resistenza  $f_b$  è comunemente riferita all'area lorda dell'elemento (cioè l'area racchiusa dal perimetro), e misurata normalmente al piano di posa. Tuttavia, specialmente nel caso di blocchi portanti con forature, è di interesse anche la resistenza misurata parallelamente al piano di posa ( $f'_b$ ) ovvero perpendicolarmente ai fori. Valori correnti delle resistenze caratteristiche per elementi portanti in laterizio possono variare da  $2\text{-}3 \text{ N/mm}^2$  per blocchi in laterizio alleggerito con percentuale di foratura prossima al  $50\text{-}55\%$  fino a  $30\text{-}50 \text{ N/mm}^2$  per blocchi semipieni .

### 1.3.2 Elementi in cls

Esistono diverse tipologie di elementi in calcestruzzo, in base alla natura dei materiali. Le tipologie più diffuse sono:

- elementi in calcestruzzo di aggregato denso, prodotti miscelando aggregati selezionati, cemento ed altri materiali in una forma rigida sotto pressione o vibrazione;
- elementi in calcestruzzo di aggregato leggero, prodotti miscelando cemento con un aggregato principale a bassa densità, quale scisto argilloso espanso, argilla espansa o altro, formati sotto pressione o vibrazione.

In aggiunta a queste, esiste un'altra tipologia, quella degli elementi in calcestruzzo aerati autoclavati, prodotti miscelando aggregato fine siliceo, cemento, calce e un appropriato agente aerante e trattati con processo in autoclave, che hanno comunque al momento minima diffusione come materiale strutturale.



Alcuni esempi di elementi murari in calcestruzzo

I blocchi in calcestruzzo sono utilizzati sia per la muratura non armata che armata. Alcune forme di blocchi con fori molto ampi permettono l'inserimento di rinforzi o cordolature in c.a., oppure sono utilizzate come casseri a perdere con successivo riempimento mediante getto di calcestruzzo. Anche per i blocchi in calcestruzzo esiste una classificazione in base alla percentuale di foratura, analogamente a quanto specificato per i laterizi. Le resistenze a compressione dei blocchi in calcestruzzo possono variare da 2-3 N/mm<sup>2</sup> nel caso di calcestruzzo leggero, fino a circa 20-30 N/mm<sup>2</sup>.

Elementi	Percentuale di foratura $\varphi$	Area $f$ della sezione normale del foro	
		$A \leq 900 \text{ cm}^2$	$A > 900 \text{ cm}^2$
Pieni	$\varphi \leq 15\%$	$f \leq 0,10 A$	$f \leq 0,15 A$
Semipieni	$15\% < \varphi \leq 45\%$	$f \leq 0,10 A$	$f \leq 0,15 A$
Forati	$45\% < \varphi \leq 55\%$	$f \leq 0,10 A$	$f \leq 0,15 A$

Classificazione elementi in calcestruzzo

### 1.3.3 Elementi in pietra

Le caratteristiche fisico-meccaniche delle pietre variano entro limiti abbastanza ampi, anche per uno stesso tipo di pietra. Valori indicativi della resistenza variano da 0,3 a 10-15 N/mm<sup>2</sup> per rocce tenere (tufi), da 4 a 200 N/mm<sup>2</sup> per rocce semidure (arenarie, calcari, travertini), da 40 a 500 N/mm<sup>2</sup> per rocce dure (dolomie, porfidi, serpentini, graniti, marmi).

Nella muratura in pietra, ancor più che nelle murature con elementi artificiali, regolari dal punto di vista geometrico, la resistenza della muratura è fortemente condizionata, oltre che dalla resistenza delle pietre, dalla forma e dalle dimensioni degli elementi, dalla lavorazione (pietra squadrata o sbozzata), dalla loro disposizione (ovvero dalla “tessitura” della muratura), e dalla resistenza della malta. Con pietre di elevata resistenza, la resistenza della muratura è sostanzialmente limitata dalle proprietà della malta.

### 1.3.4 Le malte

Il secondo componente nelle opere in muratura è la malta. In generale la malta è una miscela costituita, in proporzioni opportune, da un legante unito a sabbia e acqua che crea un impasto fresco di consistenza adatta all'uso, che ha la capacità di indurire nel tempo più o meno lungo, a seconda della sostanza agglomerante usata nella sua preparazione.

I componenti delle malte sono:



- la sabbia che ha il compito di aumentare il volume dell'impasto diminuendo il costo della malta, di facilitare il passaggio dell'anidride carbonica nell'interno della malta stessa, necessario per una buona presa, ed in fine per impedire il ritiro volumetrico con conseguente formazione di screpolature;
- i leganti sono quei materiali che per trasformazione fisica e per reazione chimica provocano l'unione delle particelle altrimenti incoerenti, rendendo solidali e compatti i corpi diversi tra loro e conferendo stabilità alle strutture;
- l'acqua favorisce le reazioni chimiche e conferisce proprietà legate alla lavorabilità e quindi alla messa in opera della malta;
- additivi chimici che hanno lo scopo di modificare le malte.

Le malte per muratura sono classificate secondo la composizione (cioè le proporzioni di leganti, sabbia e ogni altro componente) e le loro proprietà meccaniche.

I leganti utilizzati nelle malte per muratura sono comunemente il cemento, la calce idraulica, la calce idrata, la pozzolana. Gli additivi chimici sono utilizzati con diversi scopi:

- additivi plastificanti per migliorare la lavorabilità;
- additivi plastificanti e trattenenti l'acqua, per minimizzare l'adsorbimento dell'acqua di impasto da parte degli elementi (fenomeno che può fortemente condizionare le qualità meccaniche del giunto di malta);
- additivi per ritardare la presa di malta premiscelata in stabilimento;
- additivi impermeabilizzanti;
- additivi con proprietà adesive.

In base alle norme tecniche per la progettazione, l'esecuzione e il collaudo degli edifici in muratura e per il loro consolidamento, le malte sono classificate come segue:

M2,5	$2,5N/mm^2$	( $25kg/cm^2$ )
M5	$5,0N/mm^2$	( $50kg/cm^2$ )
M10	$10,0N/mm^2$	( $100kg/cm^2$ )
M15	$15,0N/mm^2$	( $150kg/cm^2$ )

# Capitolo      2

## Abstract

This chapter describes the features of the mechanical behavior of masonry. Being a non-homogeneous material and strongly varying the masonry has very different behaviors due to the different types of materials used, the arrangement of the elements and the orientation of the stresses. Moreover, the path effort deformation of the masonry is asymmetric presenting a greater resistance to stresses of pure compression. In this regard, outlines three different approaches that try to frame the behavior at failure for simple compression: the first model is based on the description of the masonry as a material composed of two elastic-brittle components that interface, brick mortar. Because of the diversity of the two materials and mechanical constraints that are established for the mortar to compression tries to expand more than the brick causing a state of tensile strain in the brick and triggering the break. Because neither the mortar neither the bricks will have a perfectly elastic behavior with a different approach tries to overcome these limitations by using a method based on limit and developed for the first time Hilsdorf.

The third approach instead tries to derive the resistance to compression based on campaigns of experimental tests carried out on different prisms in masonry. Once estimated the resistance for a prism must then switch to the resistance of a body in masonry reducing their value.

If the wall has a good compressive strength that is not reflected in traction. Usually occurs in the calculations is set equal to zero, but when you resort to special nonlinear analysis It is well to consider strength of the masonry which is usually low and It is linked to that of the mortar. Extreme cases are highlighted in the drywall where the resistance of the tensile strength is nothing or in the case of mortars with very high amounts of binder where the fracture can occur in the element.

Also shown are the domains of resistance to different stress states compounds and the deformation behavior in shear.

Also discusses the checks on the wall in reference to technical standards in 2008.

## 2.1 Introduzione

La muratura costituisce il primo materiale composito impiegato nelle costruzioni. Sebbene la sua struttura sia molto semplice, due soli componenti, la determinazione delle caratteristiche meccaniche è alquanto complessa in quanto la caratterizzazione dei diversi materiali è funzione della direzione di sollecitazione e delle modalità di prova.

Le principali caratteristiche della muratura dal punto di vista del comportamento meccanico sono:

- a) Disomogeneità
- b) Anisotropia
- c) Asimmetria, rispetto al segno delle sollecitazioni (compressione/trazione).
- d) Non Linearità del legame sforzi-deformazioni.

La *disomogeneità* è dovuta al fatto che elementi resistenti e malta di cui è costituita la muratura possono avere caratteristiche meccaniche fortemente diverse. Inoltre, spesso non è sufficiente conoscere le caratteristiche dei materiali componenti presi singolarmente per prevedere il comportamento meccanico dell'insieme, in quanto un ruolo fondamentale è giocato dall'interfaccia ovvero dall'unione fra i componenti, che per particolari fenomeni chimico-fisici tende a sviluppare un comportamento meccanico non necessariamente riconducibile a quello dei singoli componenti.

L'*anisotropia* è dovuta alla direzionalità intrinseca della muratura, legata alla forma ed alle proporzioni degli elementi resistenti ed al modo con cui essi vengono disposti, nonché all'eventuale presenza di fori e alla loro direzione.

La quasi totalità delle murature moderne presentano elementi regolari disposti per corsi orizzontali, con giunti orizzontali di malta continui, laddove i giunti verticali sono invece sfalsati per legare meglio la muratura.

L'*asimmetria di comportamento meccanico* è la diretta conseguenza del fatto che sia gli elementi resistenti, sia la malta, sia l'interfaccia malta-elemento presentano un comportamento asimmetrico nei riguardi della trazione e della compressione.

Un particolare ruolo in questo fenomeno è giocato dall'interfaccia, che in molti casi presenta una resistenza a trazione più bassa e più aleatoria di quella dei singoli componenti.

È su queste basi che la muratura viene modellata frequentemente come “materiale non reagente a trazione”.

Infine, la *non linearità*, che può essere vista in parte come un risultato di alcune delle caratteristiche sopra elencate, caratterizza in modo marcato il comportamento della muratura sia in compressione, sia in trazione, sia in stati di sollecitazione composti.

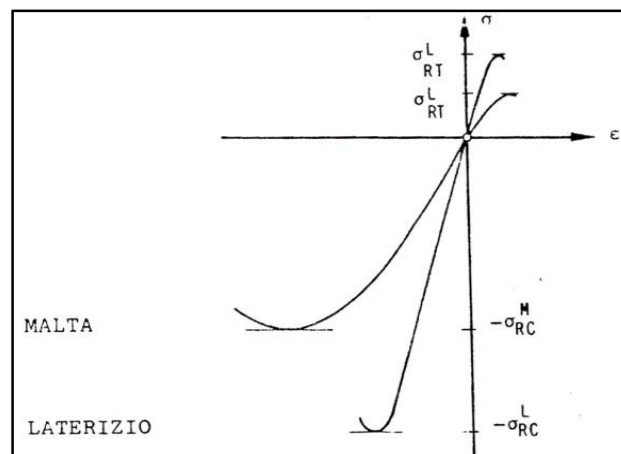
Nelle applicazioni ingegneristiche, non è sempre possibile, né necessario tenere in conto tutte le caratteristiche sopra elencate.

Per molti scopi, la muratura viene idealizzata come un continuo omogeneo equivalente caratterizzato dalle caratteristiche meccaniche macroscopiche.

Non si devono però mai perdere di vista le caratteristiche sopra citate, che spiegano la differenza fra grandezze macroscopiche e grandezze locali e sono talvolta necessarie per interpretare il comportamento della muratura nelle strutture

Il comportamento meccanico macroscopico della muratura può quindi essere considerato come il risultato dell'interazione meccanica fra gli elementi e la malta, attraverso la loro interfaccia.

La risposta complessiva del composito, poi, è funzione anche della tessitura della muratura, ovvero delle modalità di accoppiamento dei due materiali, i blocchi di laterizio o, più raramente, di pietra e la malta.



Comportamento della malta e del laterizio alla prova monoassiale di trazione-compressione

Notiamo come nel grafico in figura

- entrambi i materiali presentano una resistenza molto più elevata a compressione che a trazione
- rispetto alla malta, il laterizio presenta tensioni di rottura e modulo elastico maggiori
- il laterizio presenta una rottura fragile, mentre la malta presenta una rottura duttile, cioè caratterizzata da una fase di grandi deformazioni

Le malte posseggono un notevole deformazione plastica sotto carico costante; tale caratteristica è tanto più accentuata quanto più è bassa la resistenza a compressione.

Qualitativamente, il comportamento di una muratura non si discosta da quello dei suoi componenti, ma in genere le caratteristiche meccaniche della muratura sono diverse da quelle dei costituenti.

## 2.2 Resistenza a compressione

La statica delle costruzioni in muratura si fonda sul buon comportamento a compressione della muratura, questo spiega il motivo per cui la maggior parte delle prove effettuate sulla muratura siano a compressione.

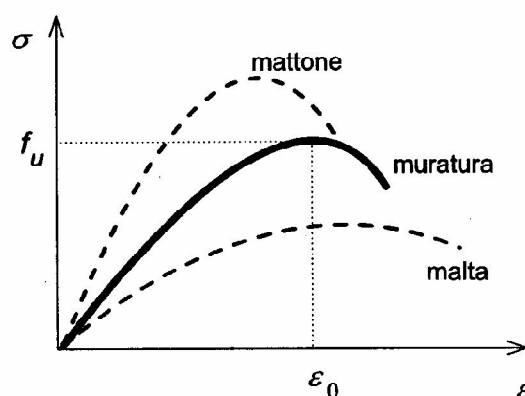
È stato osservato che in generale il comportamento a compressione è determinato, in diversa misura, dai seguenti fattori:

- Resistenza, caratteristiche deformative e geometria degli elementi resistenti.
- Resistenza e caratteristiche deformative della malta.
- Spessore dei giunti.
- Capacità di assorbimento dell'acqua da parte dei mattoni
- Capacità di ritenzione dell'acqua da parte della malta.
- Geometria secondo cui vengono disposti gli elementi

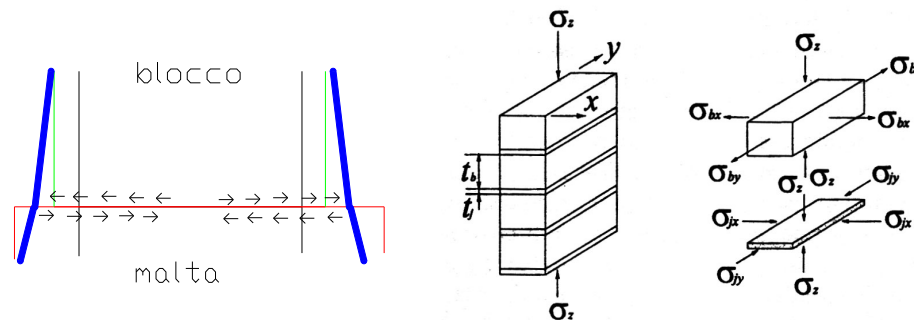
Allo stato attuale delle conoscenze non sembra ancora possibile individuare una teoria consolidata che consenta di dedurre la resistenza della muratura di mattoni dalla resistenza dei singoli componenti. Vi sono tuttavia teorie più recenti che derivano da un approccio che considera la risposta non lineare dei diversi componenti.

### Approccio basato su analisi elastica

Si supponga di sottoporre un prisma di muratura ad una prova di compressione semplice, normale ai letti di malta. Andiamo a definire una tensione media  $\sigma = N/A$  riferita all'area lorda del provino, ed una deformazione media  $\varepsilon = \Delta h/h_0$  riferita all'accorciamento del provino  $\Delta h$  in direzione parallela al carico. Su una lunghezza di riferimento  $h_0$ , si ottiene una curva sforzo-deformazione intermedia rispetto alle curve ottenibili da prove di compressione sulla singola malta e sul singolo blocco.

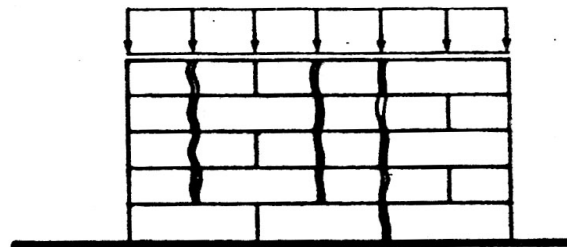


Poiché la malta ha modulo elastico più basso, la sua deformazione in direzione dei carichi è maggiore che non nel laterizio; conseguentemente la malta tende a espandersi anche lateralmente in misura maggiore che non il laterizio.



Per la congruenza delle deformazioni all'interfaccia, nel laterizio nascono tensioni di trazione nelle direzioni trasversali mentre la malta risulta soggetta ad uno stato di compressione triassiale.

La presenza di tale stato di tensione nel laterizio spiega come nella muratura soggetta a compressione uniforme la crisi si manifesti generalmente con lo sviluppo di fessure da trazione parallele all'asse di carico, per valori dei carichi inferiori alla resistenza a compressione monoassiale del laterizio: infatti, le tensioni principali di trazione risultano avere valori maggiori che non nella prova sul singolo mattone.



La causa di tale stato di trazione indiretta è uno stato di coazione che si instaura all'interno del materiale in conseguenza del diverso comportamento deformativo della malta e degli elementi.

In particolare, al crescere del carico assiale, la malta viene a trovarsi in uno stato di compressione triassiale per effetto del contenimento esercitato dagli elementi, i quali a loro volta si trovano soggetti a trazioni ortogonali all'asse di carico.

Il confinamento triassiale della malta giustifica il fatto che la muratura possa resistere a sforzi di compressione maggiori della resistenza a compressione monoassiale della malta stessa.

Sulla base di queste considerazioni, una formulazione elastica può essere formulata come segue.

Con riferimento ad un prisma di mattoni e malta, soggetto ad una tensione di compressione  $\sigma_z > 0$  in direzione  $z$ , e supponendo i mattoni e la malta materiali elastici lineari e isotropi, l'applicazione

della *legge di Hooke* generalizzata permette di esprimere le deformazioni trasversali  $\varepsilon_{bx}$  e  $\varepsilon_{by}$  del mattone in direzione x e y, e le  $\varepsilon_{jx}$  e  $\varepsilon_{jy}$  analoghe del giunto di malta come:

$$\varepsilon_{bx} = \frac{1}{E_b} [\sigma_{bx} + \nu_b (\sigma_z - \sigma_{by})]$$

$$\varepsilon_{jx} = \frac{1}{E_j} [-\sigma_{jx} + \nu_j (\sigma_z - \sigma_{by})]$$

$$\varepsilon_{by} = \frac{1}{E_b} [\sigma_{by} + \nu_b (\sigma_z - \sigma_{bx})]$$

$$\varepsilon_{jy} = \frac{1}{E_j} [-\sigma_{jy} + \nu_j (\sigma_z - \sigma_{bx})]$$

dove  $E_b$  ed  $E_j$  sono i moduli di Young del mattone e della malta;  $\nu_b$  ed  $\nu_j$  sono i rispettivi coefficienti di Poisson; le tensioni normali  $\sigma_{bx}$  e  $\sigma_{by}$  del mattone sono di trazione; le tensioni normali  $\sigma_{jx}$  e  $\sigma_{jy}$  del giunto di malta sono di compressione.

Per la *congruenza* tra malta e giunto di malta risulta:

$$\varepsilon_{bx} = \varepsilon_{jx}$$

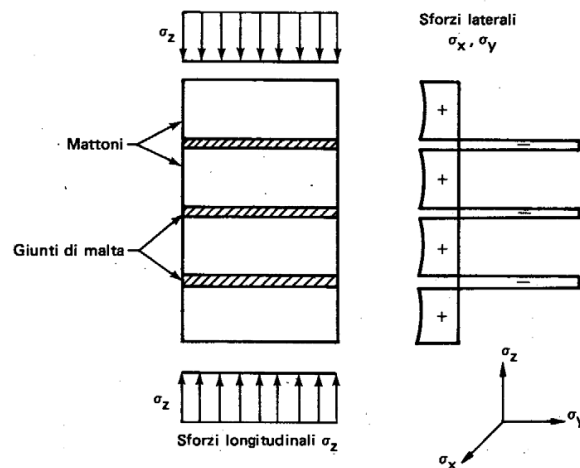
$$\varepsilon_{by} = \varepsilon_{jy}$$

Inoltre, per l'*equilibrio*, la risultante degli sforzi di compressione laterali nei giunti di malta deve essere uguale alla risultante degli sforzi di trazione laterale nel mattone, da cui, nelle due direzioni x e y:

$$\sigma_{bx} = \alpha \sigma_{jx}$$

$$\sigma_{by} = \alpha \sigma_{jy}$$

dove  $\alpha = t_j/t_b$  è il rapporto (adimensionale) tra l'altezza del giunto di malta e quella del mattone.



Combinando le equazioni di elasticità, di congruenza e di equilibrio, si trova la relazione che lega gli sforzi trasversali di trazione allo sforzo di compressione lungo z:

$$\sigma_{bx} = \sigma_{by} = \frac{\alpha(v_j - \beta v_b)}{1 + \alpha\beta - (v_j + \beta v_b)} \sigma_z$$

dove  $\beta = E_j/E_b$  è il rapporto (adimensionale) tra il modulo di Young del giunto di malta e quello del mattone.

Se si introduce un criterio di rottura del mattone in condizioni di sforzo triassiale, e si assume che la crisi del mattone coincida con la crisi della muratura, è possibile pervenire ad una formulazione della resistenza della muratura.

Si assuma, ad esempio, per il dominio di resistenza del mattone una relazione lineare fra le tensioni di trazione nel mattone  $\sigma_t = \sigma_{bx} = \sigma_{by}$  e la tensione di compressione  $\sigma_z$ , di equazione:

$$\frac{\sigma_z}{f_{bc}} + \frac{\sigma_t}{\lambda f_{bc}} = 1$$

dove  $\lambda = f_{bt}/f_{bc}$ , essendo  $f_{bc}$  ed  $f_{bt}$ , rispettivamente, la resistenza a compressione ed a trazione del mattone.

Sostituendo, si trova la seguente espressione per la resistenza a compressione della muratura:

$$f_u = \frac{1}{1 + \frac{\alpha(v_j - \beta v_b)}{\lambda[1 + \alpha\beta - (v_j + \alpha\beta v_b)]}} f_{bc}$$

Questa formulazione presenta una serie di limitazioni che non ne permettono l'uso diretto nelle applicazioni. In particolare si basa sull'ipotesi di comportamento lineare elastico dei materiali fino a rottura: tale ipotesi risulta poco accettabile, specialmente quando la malta è molto debole. Presuppone una conoscenza quantitativa delle costanti elastiche dei materiali: le metodologie per una misura sperimentale diretta di tali grandezze presentano notevoli difficoltà e sono a tutt'oggi oggetto di verifiche e calibrazioni. L'alternativa alla misura diretta è l'uso di formule empiriche, i cui risultati solitamente sono soggetti a forte incertezza.



Tuttavia, il valore concettuale dell'approccio descritto è di dare una descrizione, ancorché approssimata, della rottura per compressione come risultato di uno stato di coazione fra i materiali componenti il prisma.

Tra l'altro, è stato verificato mediante confronti sperimentali che l'espressione ricavata sembra descrivere in maniera abbastanza soddisfacente l'influenza dello spessore del giunto di malta sulla resistenza a compressione della muratura. Si nota cioè che, mantenendo costanti gli altri parametri meccanici e geometrici, la resistenza a compressione di un prisma di muratura diminuisce rapidamente all'aumentare dello spessore del giunto.

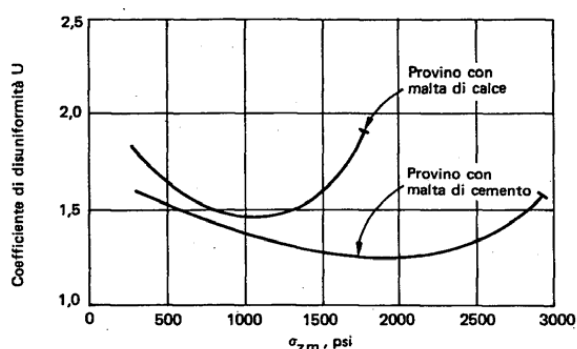
### Approccio basato sull'analisi limite

Se il modello elasto-fragile è accettabile per il laterizio, esso diviene discutibile per una malta sottoposta ad uno stato triassiale di compressione; per questo motivo i modelli meccanici sviluppati successivamente hanno cercato di superare questa ipotesi senza, per altro, giungere ancora a teorie consolidate.

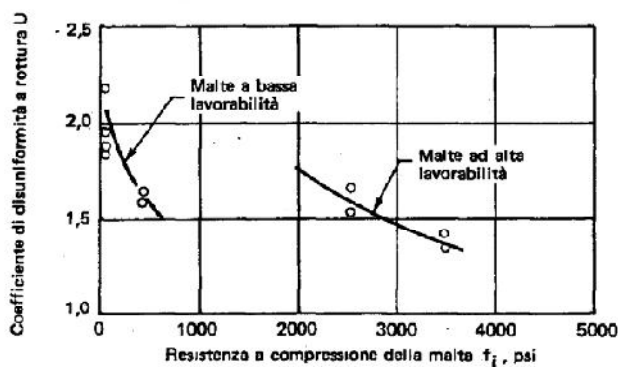
Pertanto Hilsdorf (1969) ha proposto un approccio alternativo alla valutazione della resistenza della muratura di mattoni basato sull'analisi limite.

In primo luogo, ha introdotto un *coefficiente di disuniformità*  $U > 1$ , definito come rapporto tra il massimo sforzo normale di compressione  $\sigma_z$  osservato e lo sforzo medio  $\sigma_{z,m} = N/A$ .

Il coefficiente  $U$  varia con il livello dello sforzo normale di compressione e con la resistenza della malta.



Dipendenza dallo sforzo medio  
di compressione  $\sigma_{z,m} = N/A$

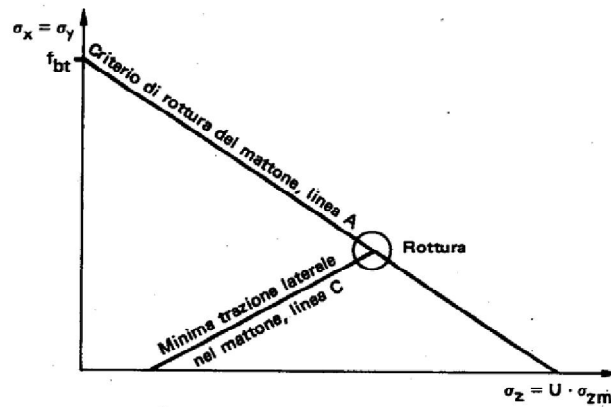


Dipendenza dal tipo di malta  
 $1 \text{ psi} = 0.0703 \text{ Kg/cm}^2$

La dipendenza dalla lavorabilità della malta, anche se rilevante, non è quantificabile.

La prima variazione introdotta da Hilsdorf, dunque, è quella di addebitare alle concentrazioni di sforzo la causa principale della rottura dei mattoni: per cui questa avrà luogo quando lo sforzo "efficace"  $\sigma_z = U \sigma_{z,m}$  supera la resistenza a compressione del mattone.

La seconda variazione è l'ipotesi che la rottura della muratura avvenga quando alla crisi dei mattoni, soggetti a compressione-trazione, si accompagni la contestuale crisi della malta, soggetta a compressione triassiale.



Le equazioni che governano le due linee sono, ordinatamente:

$$\frac{\sigma_z}{f_{bc}} + \frac{\sigma_t}{\lambda f_{bc}} = 1 \quad \Rightarrow \quad \sigma_t = \lambda(f_{bc} - \sigma_z)$$

$$\sigma_z = f_j + 4.1\sigma_{jx}$$

Imponendo l'equilibrio tra la risultante degli sforzi laterali di trazione  $\sigma_t$  agenti sul mattone di altezza  $t_b$  e la risultante degli sforzi laterali di compressione  $\sigma_{jx}=\sigma_{jy}$  sul giunto di malta di spessore  $t_j$ , si ha:

$$\sigma_t t_b = \sigma_{jx} t_j \quad \Rightarrow \quad \sigma_{jx} = \frac{t_b}{t_j} \sigma_t = \frac{1}{\alpha} \sigma_t$$

Sostituendo, si trova la tensione verticale  $\sigma_z$  in condizioni di rottura:

$$\sigma_z = f_j + \frac{4.1}{\alpha} \sigma_t = f_j + \frac{\lambda}{\alpha'} (f_{bc} - \sigma_z) \quad \Rightarrow \quad \sigma_z = \frac{\alpha' f_j + \lambda f_{bc}}{\alpha' + \lambda}$$

dove  $\alpha' = \alpha/4.1 = (t_j/t_b)/4.1$

La resistenza della muratura si ricava dividendo tensione verticale  $\sigma_z$  per il coefficiente di disuniformità:

$$f_U = \frac{1}{U} \frac{\alpha' f_j + \lambda f_{bc}}{\alpha' - \lambda} = \frac{f_{bc}}{U} \frac{\alpha' f_j + f_{bt}}{\alpha' f_{bc} + f_{bt}}$$

Hilsdorf ha confrontato i risultati sperimentali con i valori di resistenza ottenuti dal modello teorico nell'ipotesi che la resistenza biassiale a trazione nei mattoni potesse essere assunta pari a quella monoassiale.

I principali ostacoli nell'utilizzazione del modello derivano dalla valutazione di  $f_{bt}$  e di  $U$ . Esistono altre incertezze dovute al fatto che la resistenza del giunto di malta è diversa dalla resistenza cubica dello stesso materiale.

Secondo Hilsdorf, il coefficiente  $U$  dipende dalla posa in opera, dal tipo e dalla resistenza della malta, dal tipo di mattoni e dalla distribuzione dei fori, nonché dal reticolo murario.

Prove di Hilsdorf indicano per il coefficiente  $U$  valori compresi tra 1.1 e 2.5, decrescenti al crescere della resistenza della malta.

#### Aproccio basato su campagne di prove sperimentali

I successivi lavori sperimentali e teorici di Khoo e Hendry consentirono di determinare domini di rottura del mattone di laterizio e della malta meno approssimati, ed in particolare:

per la malta:

$$\frac{\sigma_1}{f_m^c} = 1 + 2.91 \left( \frac{\sigma_2}{f_m^c} \right)^{0.805}$$

per i mattoni:

$$\frac{f_b^{c-t}}{f_b^c} = 1 - \left( \frac{f_b^{t-c}}{f_b^t} \right)^{0.546}$$

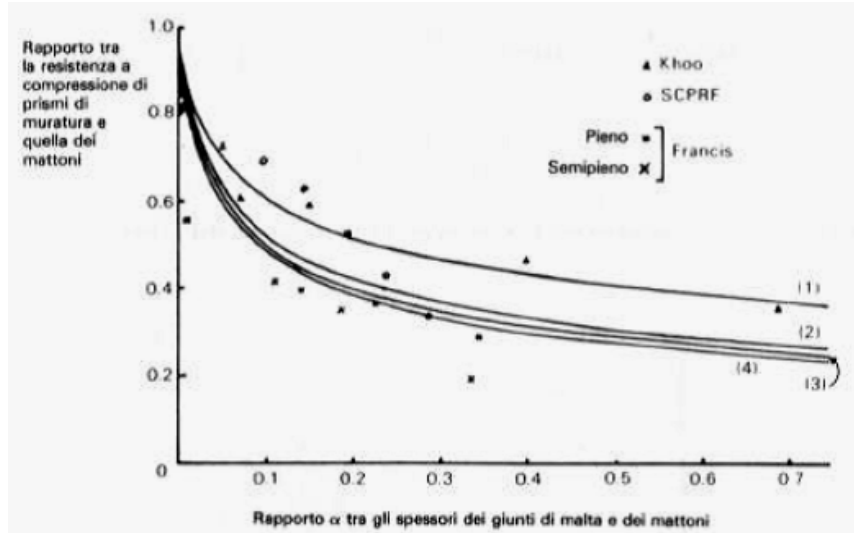
dove:

$\sigma_1$  e  $\sigma_2$  rappresentano rispettivamente la massima e la minima tensione principale;  $f_m^c$  rappresenta la resistenza monoassiale in compressione della malta;  $f_b^c$  e  $f_b^t$  rappresentano rispettivamente le resistenze a compressione e trazione monoassiale del laterizio; e  $f_b^{c-t}$ ,  $f_b^{t-c}$  rappresentano le coordinate del punto limite in condizioni di compressione-trazione per il laterizio.

Sviluppando in serie le relazioni sopra descritte e combinandole, si ottiene che la resistenza del prisma di muratura è fornita dalla soluzione della seguente equazione di terzo grado:

$$(0.997\sigma_t + 0.162\alpha\sigma_c) - \left[2.026\frac{\sigma_t}{\sigma_c} + 0.113\alpha\right]f_M + \left[1.278\sigma_t\left(\frac{1}{\sigma_c}\right)^2 - 0.053\alpha\left(\frac{1}{\sigma_c}\right)\right]f_M^2 - \left[0.249\sigma_t\left(\frac{1}{\sigma_c}\right)^3 - 0.002\alpha\left(\frac{1}{\sigma_c}\right)^2\right]f_M^3 = 0$$

L'approssimazione dei dati sperimentali forniti dell'equazione di terzo grado è soddisfacente, come si può osservare nella figura sottostante.



Resistenza della muratura in funzione della resistenza dei blocchi di laterizio al variare dello spessore dei giunti di malta (Hendry, 1997).

Parallelamente è stata sviluppata un'ampia campagna di prove sperimentali su prismi di muratura in diversi paesi, principalmente in Svizzera, negli Stati Uniti, in Germania, Belgio, Australia e Jugoslavia. La resistenza a compressione del prisma di muratura può essere anche valutata da una formula di interpolazione dei risultati sperimentali, la più affidabile delle quali è dovuta a Grimm (Hendry, 1986):

$$f_M = 9.9837 \times 10^{-11} \zeta \eta f_{bm}^c \frac{f_c^2 + 6.6441 \times 10^4}{1 + \varepsilon}$$

in cui  $f_M$  rappresenta la resistenza media del prisma di muratura (in MPa);  $f_{bm}^c$  rappresenta la resistenza media del mattone (in MPa), comunque non superiore a 84.4 MPa;  $f_c$  rappresenta la resistenza cubica a compressione della malta (in MPa);  $\zeta$  è il fattore di snellezza della muratura, definito dalla relazione:

$$\zeta = 0.0178 \left[ 57.3 - \left( \frac{h}{t} - 6 \right)^2 \right] \quad 2 < \frac{h}{t} < 6$$

essendo  $h$  e  $t$  rispettivamente l'altezza e la dimensione di base del prisma di muratura sottoposto a verifica sperimentale;  $\eta$  è il fattore dei materiali, definito dalla relazione:

$$\eta = 0.0048 \left[ 273 - \left( \frac{h_b}{t_m} - 14 \right)^2 \right] \quad 25 < \frac{h_b}{t_m} < 10$$

essendo  $h_b$  e  $t_m$  rispettivamente l'altezza del mattone e lo spessore del giunto di malta;  $\varepsilon$  è il fattore di esecuzione, che è pari a:

$$\varepsilon = 8 \times 10^{-5} (84.4 - f_{bm}^c)$$

La resistenza a compressione dei prismi di muratura valutata teoricamente, e per interpolazione di dati sperimentali, consentono di determinare con buona precisione la resistenza dei prismi di muratura. La resistenza di calcolo di cui tenere conto nell'analisi di una struttura muraria risulta essere inferiore del 10% rispetto alla resistenza del singolo prisma.

### 2.3 Comportamento deformativo a compressione

Il comportamento deformativo di un prisma di muratura sottoposto a compressione semplice ha un andamento non lineare che nel tratto ascendente può essere approssimato in modo abbastanza soddisfacente con una relazione  $\sigma$ - $\varepsilon$  di tipo parabolico:

$$\sigma = f_u \cdot \left[ 2 \left( \frac{\varepsilon}{\varepsilon_0} \right) - \left( \frac{\varepsilon}{\varepsilon_0} \right)^2 \right]$$

Prove sperimentali eseguite su campioni di muratura mostrano come tale formulazione possa valere anche per una porzione del ramo decrescente della curva.

Di seguito viene riportato in figura un tipico diagramma  $\sigma$ - $\varepsilon$  per la muratura:

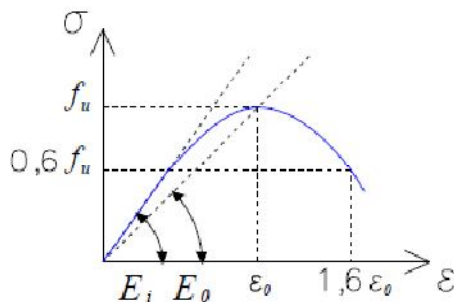


Diagramma  $\sigma$ - $\varepsilon$  per un prisma di muratura.

Il valore  $f_u$  rappresenta la massima resistenza a compressione del provino di muratura;  $\varepsilon_0$  la deformazione del provino alla massima compressione, con valore di  $0.25 \div 0.35\%$ ;  $E_i$  il modulo elastico nel tratto iniziale e infine  $E_0$  il modulo elastico o di Young alla massima compressione.

In molte applicazioni può rendersi necessaria la definizione di un modulo elastico della muratura, il cui significato è solitamente quello di modulo tangente alla curva  $\sigma$ - $\varepsilon$  per valori di compressione non superiori a  $u \ 0,35 \div 0,4 f_u$ .

In assenza di misurazione sperimentale diretta, ci si può riferire a relazioni empiriche, che legano le caratteristiche del blocco e della malta alle proprietà della muratura. Queste relazioni forniscono un valore del tipo:

$$E = 500 \div 1000 f_u$$

Il valore esatto dipenderà dalle qualità dei materiali componenti.

## 2.4 Resistenza a trazione

Il comportamento in trazione della muratura è generalmente caratterizzato dalla rottura del giunto di malta, che può avvenire per:

- De coesione all'interfaccia mattone-malta.
- Frattura all'interno del giunto di malta, normalmente alla direzione di trazione, qualora l'adesione della malta all'elemento sia molto buona.

In generale, la resistenza a trazione del giunto  $f_{jt}$  può quindi variare da un massimo, prossimo alla resistenza a trazione della malta  $f_{mt}$ , ad un minimo che può arrivare a qualche percento di  $f_{mt}$  nel caso di de coesione all'interfaccia.

Più raramente, quando la qualità del legante è molto elevata oppure la resistenza degli elementi è molto scarsa, può aversi la frattura nell'elemento.

La resistenza a trazione è caratterizzata da una estrema aleatorietà: per questo motivo viene spesso trascurata nelle applicazioni.

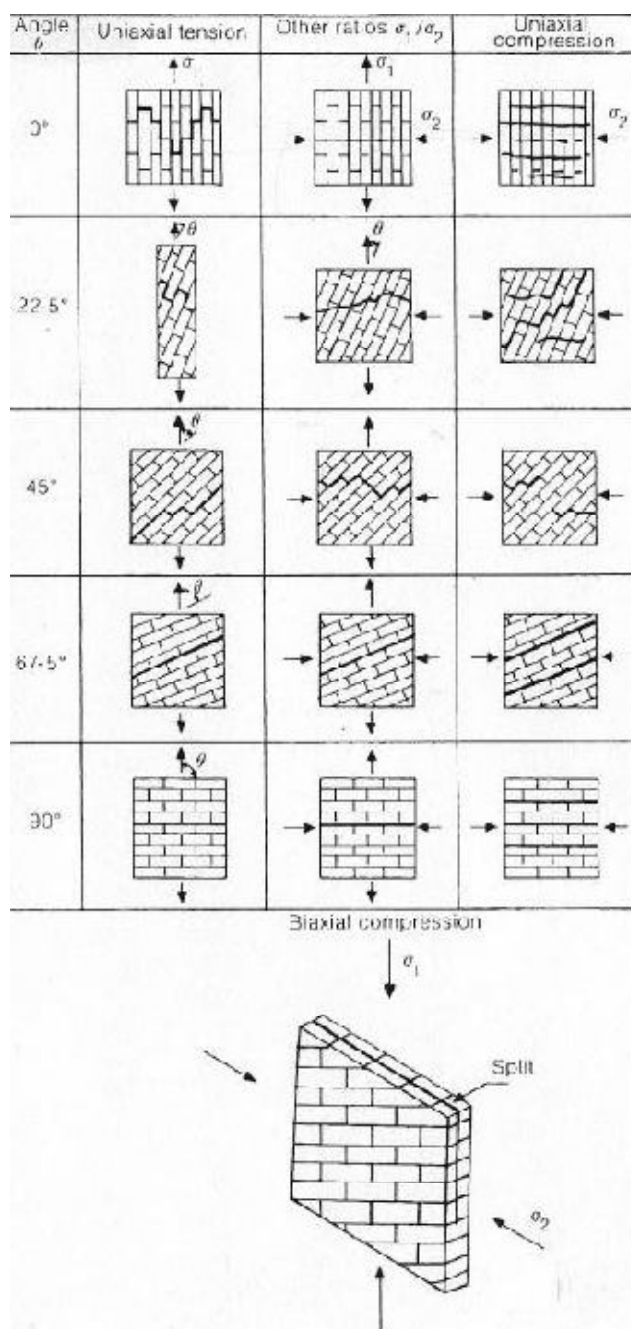
Un ruolo fondamentale è giocato dall'assorbimento dell'acqua di impasto da parte degli elementi. Un elevato assorbimento tende a privare la malta dell'acqua necessaria per l'idratazione del legante cementizio, consentendo quindi solo una parziale idratazione e conferendo così al materiale una resistenza minore in prossimità dell'interfaccia.

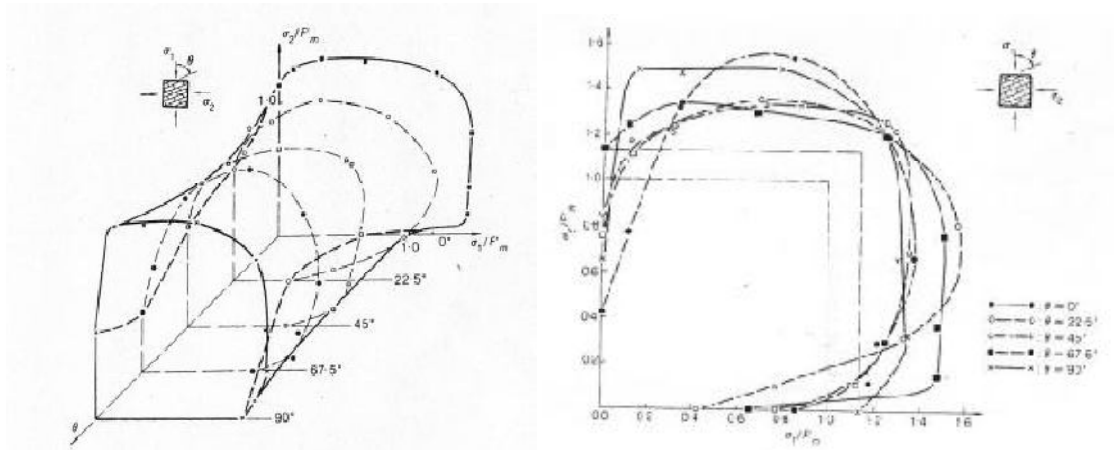
## 2.5 Stati tensionali composti

Se lo stato di compressione nella muratura non agisce in direzione normale ai letti di malta, ovvero se lo stato di tensione non è monoassiale, la tessitura della muratura diviene un ulteriore elemento nella valutazione della resistenza a compressione del materiale.

Per stati di tensione monoassiale o per stati di tensione biassiali in cui una componente di tensione è prevalente sull'altra, il collasso avviene per scorrimento lungo i giunti di malta; quando lo stato di tensione biassiale è pressoché isotropo il collasso avviene lungo un piano parallelo al piano del pannello, ovvero con una separazione del campione in due parti di spessore approssimativamente dimezzato. E' necessario rilevare che uno stato di tensione biassiale approssimativamente isotropo è piuttosto raro, mentre per esempio nella muratura delle arcate di un ponte è tipicamente sollecitata da uno stato di tensione monoassiale o biassiale con una componente prevalente.

Dalle prove sperimentali, Page ha dedotto i domini di rottura per valori dell'orientazione  $\theta$  pari a  $0^\circ$ ,  $22.5^\circ$ ,  $45^\circ$ ,  $67.5^\circ$ ,  $90^\circ$ . Ponendosi sulle linee  $\sigma_1 = 0$  o  $\sigma_2 = 0$  è possibile individuare e quantificare l'effetto dell'orientazione del letto di malta rispetto alla direzione principale di carico, con variazioni della resistenza, rispetto a quella di una muratura a tessitura retta ( $\theta = 0^\circ$ ), di  $(-58) \div (+15\%)$  in funzione dell'angolo  $\theta$ . Si osserva che il dominio limite ritrovato sperimentalmente presenta le stesse caratteristiche principali dei domini per materiali fragili, in particolare quelli per il CLS.





*Dominio di rottura di muratura soggetta a stato di compressione biassiale in funzione dell'inclinazione  $\theta$  dei letti di malta.*

Il dominio limite che se ne ricava, funzione periodica dell'anomalia  $\theta$ , è efficacemente espresso in funzione delle componenti speciali di tensione  $\sigma_x$ ,  $\sigma_y$  e  $\tau_{xy}$ , dove x-y è il riferimento parallelo ai letti di malta e ai giunti di testa:

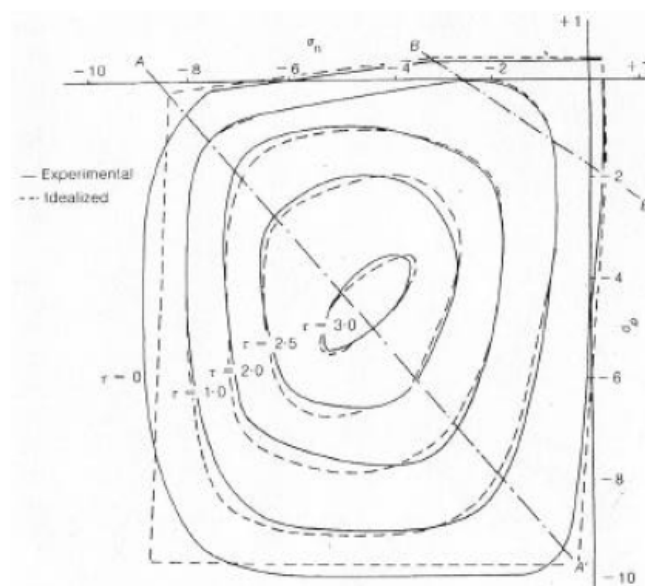
$$\begin{aligned}
 (1.a) \quad \sigma_x &= \frac{(\sigma_1 + \sigma_2)}{2} - \frac{(\sigma_1 - \sigma_2)}{2} \cos 2\theta \\
 (1.b) \quad \sigma_y &= \frac{(\sigma_1 + \sigma_2)}{2} + \frac{(\sigma_1 - \sigma_2)}{2} \cos 2\theta \\
 (1.c) \quad \tau_{xy} &= \frac{(\sigma_1 - \sigma_2)}{2} \sin 2\theta
 \end{aligned}$$

Nello spazio  $\sigma_x$ ,  $\sigma_y$  e  $\tau_{xy}$ , la superficie di rottura è approssimata dall'equazione

$$\left[ c - \frac{\sigma_x + \sigma_y}{2} \right]^2 = \pm \left[ \left( \frac{\sigma_x - \sigma_y}{2} \right)^2 + \tau^2 \right]$$

dove  $c$  è un parametro di resistenza dedotto dai punti della superficie limite ricavati sperimentalmente, in genere da prove monoassiali. La traccia della superficie per  $\tau_{xy}=0$ , quindi nel piano delle componenti di tensione parallele ai letti ed ai giunti di malta, è approssimabile con una poligonale, figura 4, rendendo il dominio limite particolarmente flessibile per applicazioni ed implementazioni in programmi di calcolo numerico.





*Dominio di rottura biassiale per la muratura nel riferimento dei letti e dei giunti di malta*

Nello spazio delle tensioni il dominio di rottura è esprimibile dall'equazione:

$$A\sigma_n^2 + B\sigma_p^2 + C\tau^2 + D\sigma_n\sigma_p + E\sigma_n + F\sigma_p + 1 = 0$$

in cui i coefficienti  $A$ ,  $B$ ,  $C$ ,  $D$ ,  $E$  ed  $F$ , sulla base delle prove sperimentali di Page, assumono i valori dei parametri del dominio limite, riportati in tabella:

Cono	A	B	C	D	E	F
1	0.00006	-0.00064	-0.0243	0.012	0.119	0.0958
2	-0.262	-0.327	-26	2.72	-1.86	-1.11
3	-0.0294	-0.034	-6.15	5.96	-2.66	-2.08

E' noto che la resistenza della muratura dipende sia dalle caratteristiche dei materiali, variabili anche in modo significativo con l'epoca ed i luoghi di costruzione e le modalità di posa realizzate. Allo stato attuale delle conoscenze non sembra ancora possibile individuare una teoria consolidata che consenta di dedurre la resistenza della muratura di mattoni dalla resistenza dei singoli componenti.

## 2.6 Resistenza al taglio

Le prove sperimentali su pareti di muratura in scala reale o in scala ridotta hanno condotto a due tipi di relazioni per definire resistenza a taglio  $\tau_{lim}$  della muratura. In prima approssimazione può essere assunta una legge di attrito lineare alla Coulomb del tipo:

$$\tau_{lim} = \tau_{c0} + \mu \sigma_n$$

in cui  $\tau_{c0}$  rappresenta la resistenza in assenza di compressione (coesione del giunto malta/mattone),  $\mu$  è il coefficiente di attrito dell'interfaccia malta/mattone, e  $\sigma_n$  definisce il valore medio della tensione normale di compressione. I parametri della relazione sopra indicata, dipendono dalla natura dell'interfaccia tra il giunto di malta ed il mattone, quindi dai materiali che compongono la muratura.

<b>Tipo di mattone</b>	<b>Composizione della malta</b> <b>Sabbia: cemento: calce</b>	<b><math>\tau_{c0}</math></b>	<b><math>\mu</math></b>
di argilla segato (scala ridotta)	1 : 0.25 : 3	0.3	0.5
di argilla segato (scala ridotta)	1 : 0.25 : 3	0.25	0.34
pieno siliceo-calcareo	1 : 2 : 8	0.2	0.84
pieno siliceo-calcareo	1 : 0 : 4	0.7	1.04
µdi malta di calce e sabbia	1 : 1 : 6	0.14	0.3

Valori della coesione e del coefficiente di attrito da risultati sperimentali (Hendry, 1986).

In genere la rottura a taglio nelle pareti murarie avviene per fessurazione diagonale, raramente lungo i giunti di malta. In questo caso la resistenza a taglio si è dimostrato essere funzione della tensione media di compressione  $\sigma_c$  nella muratura precedente all'applicazione dell'azione tagliante e della tensione principale di trazione  $\sigma_t$  secondo una relazione del tipo:

$$\tau_{lim} = \sigma_t \sqrt{1 + \frac{\sigma_c}{\sigma_t}}$$

Altre relazioni sono state formulate per definire la resistenza a taglio della muratura per rottura diagonale, come quella classica di Turnsek e Cacovic del 1970, eq. (a), in cui la tensione tangenziale limite è funzione anche del valore della coesione, o la più recente formula di Magenes e Calvi del 1996, eq. (b), in cui la tensione tangenziale limite dipende anche dalle dimensioni del pannello murario (larghezza  $b$  e altezza  $i$ ) e, quindi, introduce una sorta di effetto di scala sulla resistenza a taglio della muratura.

$$a) \quad t_{lim} = \tau_{c0} \sqrt{1 + \frac{\sigma_n}{1.5\tau_{c0}}}$$

$$b) \quad bt_{lim} = \frac{1.5\tau_{c0} + \mu\sigma_n}{1 + \frac{3\tau_{c0}b}{\sigma_n i}}$$

La deformabilità della muratura soggetta a taglio in fase non fessurata può essere descritta in modo adeguato da un modulo di deformazione tangenziale  $G$  correlato direttamente con il modulo elastico  $E$  misurato in direzione perpendicolare ai letti di malta. Valori frequentemente utilizzati sono:

$$G = 0,3 \div 0,4 E$$

## 2.7 Norme tecniche 2008 per murature

Per edifici semplici è consentito eseguire le verifiche, in via semplificativa, con il metodo delle tensioni ammissibili, adottando le azioni previste nelle presenti Norme Tecniche, ponendo il coefficiente di sicurezza  $\gamma_M = 4,2$  ed utilizzando il dimensionamento semplificato di seguito riportato con le corrispondenti limitazioni:

- le pareti strutturali della costruzione siano continue dalle fondazioni alla sommità;
- nessuna altezza interpiano sia superiore a 3,5 ;
- il numero di piani non sia superiore a 3 (entro e fuori terra) per costruzioni in muratura ordinaria ed a 4 per costruzioni in muratura armata;
- la planimetria dell'edificio sia inscritta in un rettangolo con rapporti fra lato minore e lato maggiore non inferiore a 1/3;
- la snellezza della muratura, secondo l'espressione  $\lambda = h_0/t$  non sia in nessun caso superiore a 12;
- il carico variabile per i solai non sia superiore a 3,00 kN/m<sup>2</sup>.

La verifica si intende soddisfatta se risulta:

$$\sigma = \frac{N}{(0.65A)} \leq \frac{f_k}{\gamma_M}$$

in cui  $N$  è il carico verticale totale alla base di ciascun piano dell'edificio corrispondente alla somma dei carichi permanenti e variabili e  $A$  è l'area totale dei muri portanti allo stesso piano.

Per costruzioni in muratura ordinaria la verifica a pressoflessione di una sezione di un elemento strutturale si effettua confrontando il momento agente di calcolo con il momento ultimo resistente calcolato assumendo la muratura non reagente a trazione ed una opportuna distribuzione non lineare delle compressioni. Nel caso di una sezione rettangolare tale momento ultimo può essere calcolato come:

$$M_u = \left( l^2 t \frac{\sigma_0}{2} \right) \left( \frac{1 - \sigma_0}{0.85 f_d} \right)$$

dove:

- $M_u$  è il momento corrispondente al collasso per pressoflessione
- $l$  è la lunghezza complessiva della parete (inclusiva della zona tesa)
- $t$  è lo spessore della zona compressa della parete
- $\sigma_0$  è la tensione normale media, riferita all'area totale della sezione.
- Se  $P$  è di trazione,  $M_u = 0$
- $f_d = f_k / \gamma_M$  è la resistenza a compressione di calcolo della muratura

In caso di analisi statica non lineare, la resistenza a pressoflessione può essere calcolata ponendo  $f_d$  pari al valore medio della resistenza a compressione della muratura, e lo spostamento ultimo può essere assunto pari allo 0,8% dell'altezza del pannello.

La resistenza a taglio di ciascun elemento strutturale è valutata per mezzo della relazione seguente:

$$V_t = l' t f_{vd}$$

dove:

- $l'$  è la lunghezza della parte compressa della parete
- $t$  è lo spessore della parete
- $f_{vd} = f_{vk} / \gamma_M$

Il valore di  $f_{vk}$  non può comunque essere maggiore di  $1,4 f_{bk}$ , dove  $f_{bk}$  indica la resistenza caratteristica a compressione degli elementi nella direzione di applicazione della forza, né maggiore di 1,5 MPa.

In caso di analisi statica non lineare, la resistenza a taglio può essere calcolata ponendo  $f_{vd}=f_{vm0}+0,4\sigma_n$  con  $f_{vm0}$  resistenza media a taglio della muratura (in assenza di determinazione diretta si può porre  $f_{vm0}=f_{vk0}/0,7$ ), e lo spostamento ultimo può essere assunto pari allo 0,4% dell'altezza del pannello. Il valore di  $f_{vd}$  non può comunque essere maggiore di  $2,0 f_{bk}$  né maggiore di 2,2 MPa.

In caso di pressoflessione fuori piano il valore del momento di collasso per azioni perpendicolari al piano della parete è calcolato assumendo un diagramma delle compressioni rettangolare, un valore della resistenza pari a  $0,85 f_d$  e trascurando la resistenza a trazione della muratura.

Nelle costruzione di muratura armata la verifica di sezioni pressoinflesse può essere assunto un diagramma delle compressioni rettangolare, con profondità  $0,8 x$ , dove  $x$  rappresenta la profondità dell'asse neutro, e sollecitazione pari a  $0,85 f_d$ . Le deformazioni massime da considerare sono pari a  $\varepsilon_m = 0,0035$  per la muratura compressa e  $\varepsilon_s = 0,01$  per l'acciaio teso.

In caso di analisi statica non lineare si adottano come valori di calcolo le resistenze medie dei materiali, e lo spostamento ultimo può essere assunto pari allo 1,2% dell'altezza del pannello.

La resistenza a taglio  $V_t$  è calcolata come somma dei contributi della muratura ( $V_{t,M}$ ) e dell'armatura ( $V_{t,S}$ ), secondo la relazione seguente:

$$V_t = V_{t,M} + V_{t,S}$$

dove:

- $V_{t,M} = d t f_{vd}$
- $d$  è la distanza tra il lembo compresso e il baricentro dell'armatura tesa
- $t$  è lo spessore della parete
- $f_{vd} = f_{vk} / \gamma_M$  è definito calcolando la tensione normale media sulla sezione lorda di larghezza  $d$ .

E dove:

- $V_{t,S} = (0,6 d A_{sw} f_{yd}) / s$
- $d$  è la distanza tra il lembo compresso e il baricentro dell'armatura tesa,
- $A_{sw}$  è l'area dell'armatura a taglio disposta in direzione parallela alla forza di taglio, con passo  $s$  misurato ortogonalmente alla direzione della forza di taglio,
- $f_{yd}$  è la tensione di snervamento di calcolo dell'acciaio,
- $s$  è la distanza tra i livelli di armatura.

Deve essere altresì verificato che il taglio agente non superi il seguente valore:

$$V_{t,c} = 0,3 f_d t d$$

dove:

- $t$  è lo spessore della parete
- $f_d$  è la resistenza a compressione di progetto della muratura.

In caso di analisi statica non lineare si adottano come valori di calcolo le resistenze medie dei materiali e lo spostamento ultimo può essere assunto pari allo 0,6% dell'altezza del pannello.

Nel caso di azioni agenti perpendicolarmente al piano della parete, la verifica è effettuata adottando diagramma delle compressioni e valori di deformazione limite per muratura e acciaio in modo analogo al caso di verifica nel piano.

Per determinare i moduli di elasticità secanti in sede di progetto, in mancanza di determinazione sperimentale, nei calcoli possono essere assunti i seguenti valori:

- modulo di elasticità normale secante  $E = 1000 f_k$
- modulo di elasticità tangenziale secante  $G = 0.4 E$

# Capitolo      3

## Abstract

This chapter dotted the main characteristics of masonry bridges starting by the historical evolution of the early Roman examples, such as infrastructure connection to the empire, and then move through history to the Middle Ages, the Renaissance and into modern times.

Describes the various components of a stone bridge and the materials that make up: the arch or vault, which is the structure that carries the plan feasible, abutments, on the sides over the time, the hood which covers time and abutments protecting infiltration, the walls of the head or ears, which contain the fill placed on the hood, fleece and shoulders, supporting structures of the arches, the foundation works

Presents the main reasons that cause injury or damage in the walls of the bridges. These are caused by natural events such as erosion of river currents, the action of floods, landslides or subsidence in the ground along the shoulders, deterioration of mechanical properties of materials. Particular attention is paid to the seismic action and its effects that can cause partial collapse or cause the collapse of the entire structure. In order are some examples due to the effects of earthquakes on masonry bridges found in various parts of the world.

Also presents the case of damage caused by human action in contexts of war with the destruction of a bridge and the subsequent reconstruction of the same according to new criteria or recovering the existing scheme.

### 3.1 Introduzione

I ponti sono costruzioni atte all'attraversamento di fiumi, arterie stradali, declivi o altri ostacoli naturali. Il primo ponte fu probabilmente un semplice tronco d'albero caduto per caso fra le due rive di un fiume. Quando gli uomini si resero conto della sua utilità cominciarono a migliorare le tecniche e usare materiali più resistenti per creare ponti sempre più efficienti. E' da notare come già nell'antichità venissero costruiti i primi ponti ad arco in pietra.

Un degli esempi più antichi è il ponte di Kazarma (1300 a.C.), che è uno dei quattro ponti ad arco a mensola micenei facenti parte di una rete di strade, progettata per i carri, tra Tirinto ed Epidauro nel Peloponneso, in Grecia. Risalente all'età del bronzo (XIII secolo a.C.), è uno dei ponti ad arco più antichi ancora esistenti e in uso. Diversi ponti ad arco in pietra del periodo ellenistico si possono trovare ancora intatti nel Peloponneso, nel sud della Grecia.

I più grandi costruttori di ponti furono gli antichi romani. Realizzarono ponti ad arco ed acquedotti così duraturi che ancora oggi vengono impiegati. Un esempio è il Ponte di Alcántara, costruito sul fiume Tago, in Spagna.

Sebbene venga attribuito agli etruschi l'introduzione dell'arco come elemento base dei ponti in muratura è con i romani che le tecniche murarie costruttive vennero migliorate consentendo di costruire ponti con campate lunghe alcuni metri e abbandonare l'antica tecnica di deviare i corsi d'acqua. I ponti in muratura romani erano costruzioni massicce, caratterizzati da una struttura pesante, compatta e adatta a resistere alle piene e alle azioni del tempo: ad oggi esistono ancora almeno 330 ponti di epoca romana in pietra.

Nel medioevo l'evoluzione delle metodologie costruttive permise di accrescere le potenzialità della tecnica del ponte ad arco. I ponti divennero più sottili e leggeri, guadagnando in lunghezza utile della campata.

I ponti medievali cominciarono a differenziarsi anche nella sagoma, e ad assumere alcune caratteristiche singolari. Alcuni di essi, come il Ponte Vecchio di Firenze presentano edifici costruiti a margine della sede stradale sulla campata. Un esempio notevole di ponte medievale è quello di Trezzo sull'Adda di 72 metri di campata, costruito nel 1377 e distrutto nel 1416.

Giungendo al rinascimento, la concezione del ponte viene recepita più come un'opera d'arte che una struttura di utilità pratica, favorendo maggiormente una ricercatezza estetica a spese dell'innovazione ingegneristica.

Poco vi è da dire dei ponti del settecento e dell'epoca moderna, salvo che essi furono in generale imitazioni dei ponti romani e soprattutto quelli rinascimentali. Sono tuttavia da menzionare i ponti di muratura ad archi molto ribassati ed ad arco policentrico spesso utilizzato durante i primi anni del

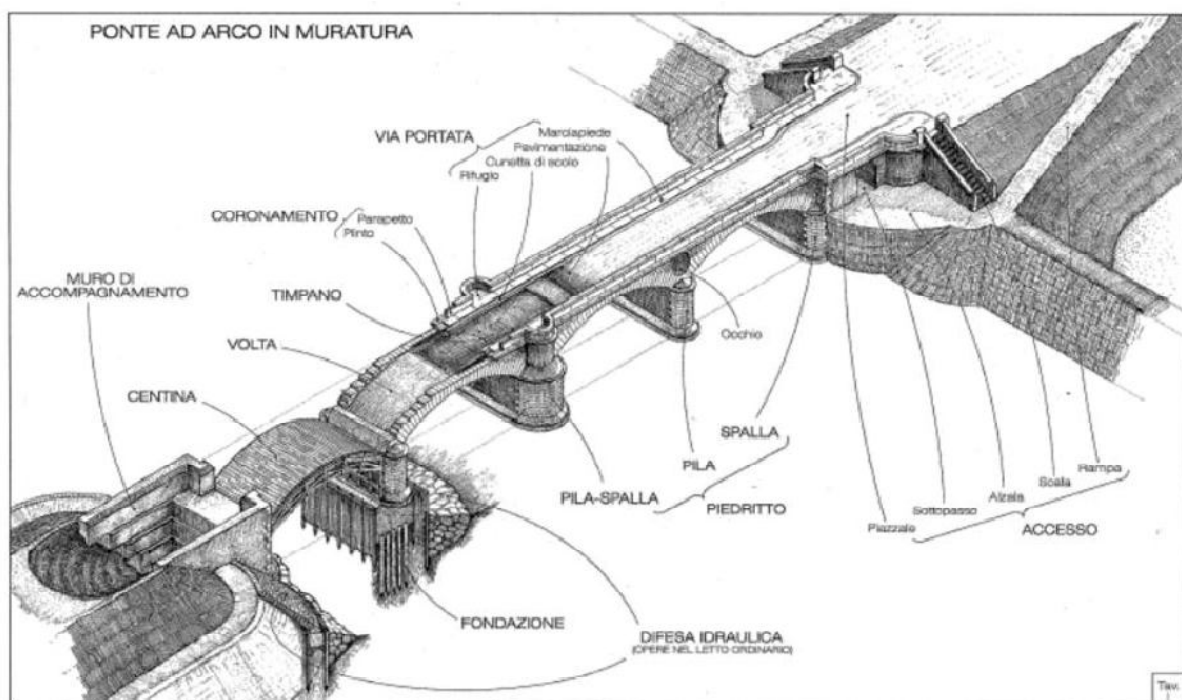


XX secolo. La costruzione dei primi ponti in muratura *moderni*, in Italia, risale alla metà dell'800, periodo in cui avvenne la realizzazione delle prime linee ferroviarie. Anche quelli stradali ebbero una discreta diffusione, soprattutto nei primi decenni del XX secolo.

### 3.2 Caratteristiche tecniche dei ponti in muratura

Con ponte indichiamo un manufatto che consente la continuità di un tracciato superando ostacoli naturali o artificiali. La denominazione di ponte si utilizza in riferimento a quelle opere che si sviluppano quasi interamente sopra un fiume, un torrente, un lago o un braccio di mare. Se poi, nell'avvallamento che viene superato, il corso d'acqua è di dimensioni ridotte rispetto all'ampiezza del manufatto, o se il corso d'acqua non sussiste, l'opera viene detta viadotto. Se poi il viadotto serve ad oltrepassare una infrastruttura, viene detto cavalcavia o sovrappassaggio.

Le componenti principali che costituiscono un ponte in muratura, come mostrate in figura, sono : l'arcata (o volta), i rinfianchi, la cappa, i timpani (o muri di testa), le pile, le spalle e le opere di fondazione.



Schematizzazione di un ponte in muratura

L'arcata è l'ingrediente cardine della struttura e costituisce la struttura portante del piano percorribile. E' costituita da un muro curvo, compreso tra i *piani di imposta*, le *fronti* o *piani di*

*testa* e due superfici curve, che vengono dette, rispettivamente, *intradosso* quella inferiore ed *estradosso* quella superiore.

Nei ponti le volte sono quasi sempre simmetriche rispetto alla mezzeria; rare sono quelle con imposte a differente livello come le *volte zoppe* o *rampanti*. Esse sono per lo più rette, cioè con generatrici normali all'asse della via; sono abbastanza frequenti, comunque, anche le volte oblique.

La forma delle arcate viene definita di solito dalla curva di intradosso, quantunque sarebbe più razionale definirla per mezzo della forma della fibra media. Questo però non viene fatto in genere, perché nel caso di ponti in muratura di mattoni, lo spessore varia con riseghe, la fibra media non è una linea continua, ma presenta dei salti anche bruschi.

Nei ponti vengono generalmente impiegate arcate a botte, ovvero con intradosso cilindrico; i casi di volte con geometria non cilindrica sono esempi molto rari. Il profilo dell'intradosso è rappresentato da una superficie cilindrica con generatrice costituita da un arco di circonferenza con un unico centro ed a raggio costante. Le arcate policentriche sono superfici cilindriche in cui la generatrice è formata da tre o più archi di cerchio definiti da raggi e centri differenti raccordati; questo tipo di volte, tuttavia, è piuttosto raro nella tipologia dei ponti ad arco in muratura, mentre è risultato di più largo uso per la realizzazione dei ponti ad arco in calcestruzzo. L'impiego così vasto della circonferenza, in sostituzione di altre forme geometriche possibili e strutturalmente più efficienti, come l'ellisse, è stato probabilmente dovuto alla semplicità costruttiva, nel tracciamento e nell'esecuzione delle centine. Nella letteratura storica, sono proposte diverse equazioni di curve adottabili; ciò che stupisce maggiormente è che talvolta le regole dell'arte siano indirizzate ad assolvere prima ad esigenze estetiche e di buon effetto visivo piuttosto che a condizioni statiche.

L'ampiezza della curva individua diverse tipologie, caratterizzata ciascuna da un certo valore del *ribassamento*, inteso come il rapporto tra la freccia e la luce dell'arco:

- arco *ribassato* (circolare, policentrico, molto raramente semiellittico), in cui si ha che il rapporto tra la freccia e la luce è  $0.11 < f/l < 0.4$ .
- arco *a tutto sesto* (semicircolare), in cui  $0.4 < f/l < 0.5$
- arco *acuto* o *ogivale*, in cui gli archi di circonferenza non sono raccordati (si tratta comunque di una tipologia poco diffusa, per lo più risalente all'antica epoca medievale e tardo medievale, tipica del gotico e del neogotico):  $f/l > 0.5$ .

L'intradosso di una volta può essere raccordato con i paramenti delle pile (archi a tutto sesto) ovvero può formare uno spigolo più o meno evidenziato da dettagli architettonici, i quali rendono evidente la separazione tra arcata e pila. Nel primo caso, per il calcolo di verifica si assume tipicamente che l'arco strutturale (la struttura resistente) abbia le *reni* sollevate di  $30^\circ$  rispetto all'orizzontale (angolo al centro di  $120^\circ$ ); è evidente, quindi, come la classificazione di arco a tutto sesto sia relativa alla geometria esterna dell'arcata, mentre l'arco strutturale risulti comunque un arco ribassato con rapporto  $f/l = 0.29$ . Questa prassi, nel calcolo di verifica, è motivata dalle esperienze sui ponti in muratura giunti a collasso, dei quali si rileva la conservazione di una parte dell'arcata in adiacenza alla pila.

L'arco a tutto sesto ha trovato un largo impiego nel caso dei viadotti, prevalentemente per ragioni strutturali in fase esecutiva. La realizzazione del viadotto per avanzamenti successivi, infatti, definisce alcune fasi operative in cui l'ultima arcata realizzata poggia sull'ultima pila completata, senza il contrasto delle arcate successive. In questa condizione, l'arco semicircolare, nell'accezione precisata, risulta la struttura meno spingente e che, quindi, induce le minime sollecitazioni flessionali nell'ultima pila.

L'arco ogivale è impiegato solo nel caso che sulla chiave insista un carico concentrato (ad esempio, per mezzo di una pila); per altre condizioni di carico, la sua risposta risulta peggiore di quella di altri archi ribassati o a tutto sesto. Si tenga conto, poi, che l'arco ogivale richiede monte molto elevate per coprire la luce geometrica, costringendo ad aumentare il numero di campate per rispettare le quote del piano percorribile.

Infine, si definiscono le *armille*, come le parti in vista della volta; spesso sono in pietra da taglio e di solito sporgono alquanto dal muro di testa ( $3\div 4$  cm). Il loro spessore è di solito costante e minore di quello dell'arco, per dare leggerezza all'opera. Nei ponti monumentali, le armille sono decorate ed in chiave è spesso uno *scudo* o *modiglione*.



Particolare di un arco ribassato di Ponte Vermenaga

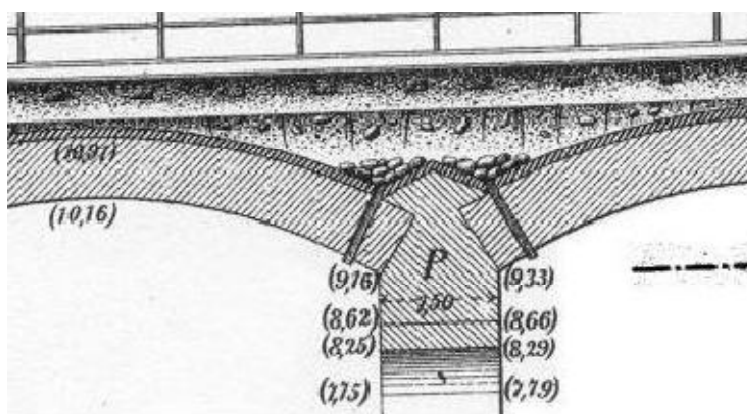
Il *rinfianco* è costituito, in genere, da muratura con discrete caratteristiche meccaniche, spesso inferiori rispetto a quelle della muratura delle arcate, ma di peso maggiore rispetto a quello della volta; in molti casi, è stato eseguito con un calcestruzzo magro.

La prima funzione a cui assolve il rinfianco è zavorrare e, quindi, stabilizzare l'arco, deviando la spinta alle imposte verso la direzione verticale: in tal modo si riducono gli effetti flessionali sulle pile. La seconda funzione è quella di costituire un ostacolo alla formazione del meccanismo di collasso dell'arco, il quale è in genere responsabile dell'innalzamento della posizione geometrica delle reni.

Il profilo superiore del rinfianco può essere rettilineo o, più spesso, è formato da piani inclinati in genere con pendenza di 3/11 ( $\approx 27^\circ$ ), con la funzione di convogliare l'acqua che s'infiltra nel riempimento verso i pluviali di scarico.

La *cappa* è formata da uno strato di materiale impermeabile ed elastico, posto a protezione della muratura e dei rinfianchi: essa impedisce, infatti, che le acque di pioggia filtrando imbevano la muratura sottostante e, col tempo, ne dilavino le malte. La cappa deve essere tale da non fendersi, né durante la costruzione, né per movimenti dell'arcata dovuti al carico ed alle variazioni termiche.

In corrispondenza dei piedritti, la cappa crea una canaletta di raccolta, raccordando con superfici cilindriche (incline in genere di 1/50) le diverse pendenze dei rinfianchi; la canaletta è riempita con materiale drenante (pietrisco) e da essa si dipartono, normalmente all'intradosso dell'arco, i pluviali di smaltimento.



Particolare cappa e rinfianco (Curioni 1971)

Il *riempimento* è posto al di sopra della cappa ed è contenuto lateralmente dai timpani; esso porta il livello complessivo della struttura al piano viario. Poiché deve risultare abbastanza leggero, permeabile all'acqua senza originare rigonfiamenti o disgregazioni, è in genere costituito da materiale sciolto, quali ghiaia (frequente l'uso dello smarino delle gallerie) o *ballast*.

Secondo prescrizioni codificate dalla tecnica costruttiva, nei ponti stradali si devono avere al minimo 3 cm di sabbia sopra la cappa e 10 cm di massicciata. In genere, lo spessore del riempimento e dell'arcata in chiave risultano circa uguali.

Nei ponti a più arcate il riempimento viene disposto a formare dei piani di raccolta delle acque disposti secondo diverse falde. Nei viadotti, specie con pile di rilevante altezza, non è raro trovare il riempimento sostituito da una serie di voltine di mattoni; non è chiaro se questa tecnica sia dovuta a specifiche esigenze di cantiere (difficoltà a reperire idoneo materiale) ovvero se si tratti di una tecnica finalizzata a ridurre il carico sull'arcata o in sommità delle pile.



Particolare sezione di un ponte che mostra il riempimento

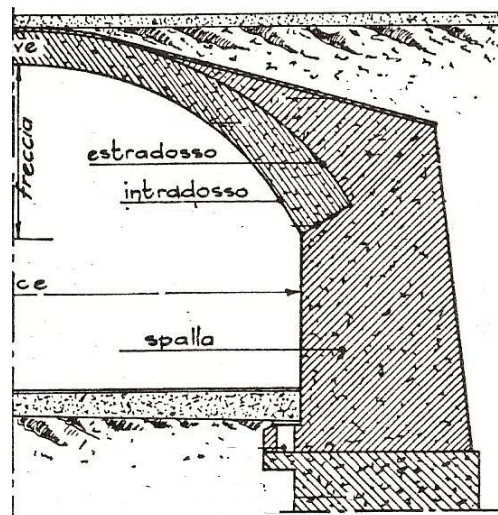
I *muri di testa*, o *timpani*, hanno il compito di contenere il riempimento che insiste sulla volta e sui rin fianchi e di assorbire le spinte orizzontali delle eventuali voltine di alleggerimento longitudinali, nel caso in cui esse siano presenti. Per evitare un sovraccarico puntuale alle estremità della volta, costituito dal peso dei timpani, questi risultano costituiti in genere da murature più leggere di quelle dell'arcata o del rin fianco. Il paramento esterno dei muri di testa è di solito verticale; quello interno a scarpa di 1/5, ovvero a riseghe i cui vertici si trovano sulla retta pure inclinata di 1/5 sulla verticale. Spesso, negli alti viadotti, i timpani presentano paramenti inclinati in prosecuzione della pendenza dei piedritti: a questo modo la via sovrastante è più stretta degli archi e delle pile. I timpani sono quasi sempre sovrastati da un coronamento, detto *plinto*, il quale porta superiormente il parapetto in muratura o in ferro alto circa 1 m. I parapetti in muratura hanno spessore di almeno 40÷50 cm, per poter resistere agli eventuali urti dei veicoli ed hanno, a loro volta, un coronamento in pietra da taglio o in mattoni a coltello.



Particolare del timpano di Ponte Dora (linea Milano-Torino)

Le *spalle* dei ponti sono, in genere, massicci muri di sostegno in muratura che, oltre ad assolvere alla funzione di sostegno del terreno, forniscono appoggio alle arcate terminali. Mentre le volte centrali di un ponte trasmettono alle pile azioni prevalentemente verticali, almeno con riferimento ai pesi propri, l'ultima arcata trasmette alla spalla anche una rilevante spinta orizzontale, che deve essere supportata adeguatamente. Per questo motivo le spalle sono in genere più ampie della loro parte visibile, con sezione trapezoidale o rettangolare, rettangolare massiccia o rettangolare con muri d'irrigidimento nella direzione dell'asse longitudinale del ponte. Nei ponti in cui le spalle presentano uno spessore rilevante, queste ultime possono essere alleggerite mediante la realizzazione di volte interne, talvolta visibili dall'esterno nel caso costituiscano dei sottopassaggi pedonali. La scelta di spalle traforate, così come di pile cave, è legata all'esigenza di ridurre l'impiego di materiale.

La tessitura delle spalle e delle pile è a corsi orizzontali, modificati solo nella zona d'imposta per resistere alle elevate spinte trasmesse dall'arcata. Per questo l'arcata può essere impostata su porzioni di muratura con tessitura diversa, su blocchi di pietra sagomati in modo di distribuire il più possibile le spinte della volta (per volte a spessore contenuto) oppure su veri e propri gradoni di pietra.



Particolare spalla



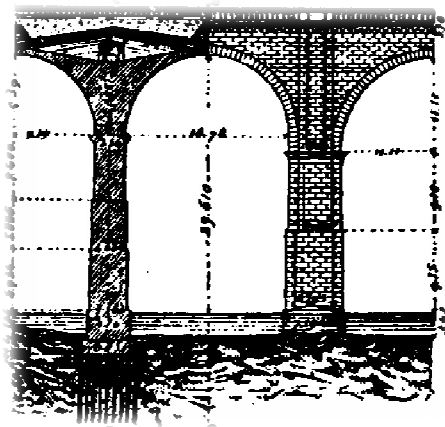
Le *pile*, dovendo riunire esigenze statiche ed estetiche, vengono realizzate nelle forme più svariate; in genere hanno sezione rettangolare (trapezoidale per i ponti con sviluppo planimetrico non rettilineo). I paramenti delle pile possono essere verticali o a scarpa (specialmente nei viadotti), rastremando il solo paramento esterno ovvero, nei casi di maggior impegno, entrambe le dimensioni. L'inclinazione dei lati corti è minore di quella dei lati maggiori; la legge di variazione del profilo può essere lineare o curvilinea (in particolare logaritmica). Le pile fondate nei corsi d'acqua possono essere provviste di *becchi* o *rostri* (*avambecco* e *retrobecco*), per ridurre la turbolenza e per deviare il materiale galleggiante trasportato dalla corrente. La forma più conveniente, ossia di migliore penetrazione idrodinamica, è quella arrotondata (semicircolare) a monte e affilata (triangolare) a valle; tuttavia, si preferisce la forma semicircolare perché è la meno danneggiata da eventuali urti di galleggianti ed è di facile costruzione. I rostri di norma si arrestano al piano d'imposta con un *cappuccio* in pietra da taglio oppure si elevano sin quasi al piano stradale, andando a creare *piazzette di rifugio* o, qualche volta, a portare travi di sostegno dei marciapiedi per l'allargamento di vecchi ponti.



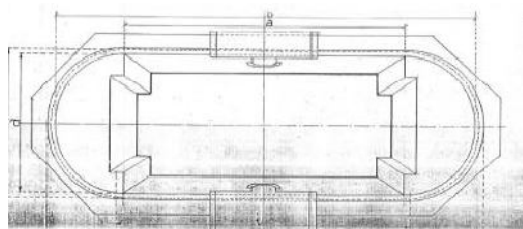
Particolare pila del Ponte Pesio

Le *pila-spalle* sono presenti nei ponti a più luci dopo un certo numero di campate e nascono dall'esigenza di garantire la sopravvivenza almeno parziale del ponte quando dovesse collassare un'arcata. Specie nei viadotti, il crollo di un'arcata determina l'insorgere di spinte orizzontali in sommità alle pile, spinte cui la pila non può resistere. Veniva costruita, quindi, con un ampliamento delle dimensioni, una pila fornita di maggiore resistenza, che per queste motivazioni viene definita pila-spalla. I testi storici di *Tecnica delle Costruzioni in muratura* riferiscono della pila-spalla anche come di un modo per poter eseguire il ponte per gruppi di arcate: in questo caso, l'ultima arcata realizzata poggiava su una pila in grado di sostenerne la spinta. Le opere di fondazione nei ponti in

muratura costituiscono in pratica un allargamento delle sezioni degli elementi strutturali: nel caso delle spalle si hanno fondazioni continue, per le pile plinti o dadi di fondazione. I materiali utilizzati possono essere gli stessi del ponte, ossia muratura, oppure calcestruzzo armato. In genere, l'appoggio su pile e spalle è attuato su rocce compatte di forte potenza; nel caso di terreni più scadenti, non è raro riscontrare la presenza di numerosi pali di fondazione di piccolo diametro, prevalentemente infissi.



Esempio di pila-spalla



Sezione di una pila-spalla del viadotto Ellero

Un problema riguardante le fondazioni dei ponti, e specialmente quelle delle pile in alveo, è lo *scalzamento*. L'adozione dei rostri è necessaria per diminuire l'entità della corrosione, che si verifica sempre in corrispondenza delle pile. Infatti, nella parte a monte delle pile la corrente liquida si restringe in una sezione contratta alquanto minore di quella netta: la velocità dell'acqua aumenta e si hanno erosioni del fondo. Subito dopo la pila, la sezione si allarga e i materiali asportati dal fondo si depositano. I rostri triangolari o semicirculari a monte, diminuiscono l'entità di queste erosioni e per questo sono adottati nella quasi totalità delle volte. Per rimediare allo scalzamento, o anche per prevenirlo, sono talvolta opportune delle gettate di protezione, che vanno spinte a grande profondità ma non debbono sporgere dal letto del fiume perché, in tal caso, diminuirebbero ancora la sezione liquida causando nuove corrosioni. Errato è il voler proteggere il fondo con una gettata di calcestruzzo o con un ammattonato in superficie perché, dove questo termina a valle, si forma prima un piccolo gradino, poi un salto che è origine di pericolose erosioni a valle. Si può dire che se gli scalzamenti a monte sono naturali, quelli per erosione a valle sono dovuti ad una cattiva interpretazione del problema idraulico.



### 3.3 Costruzione dei ponti

Il ponte si compone di due parti principali essenziali: la sottostruttura, formata dai piedritti e relative fondazioni, e la soprastruttura, che comporta il piano stradale o di sostegno diretto dei carichi utili e gli elementi essenziali di sostegno.

Il piano stradale riceve direttamente l'azione dei carichi utili e la trasmette alle strutture principali di sostegno, che la riportano sui piedritti, i quali a mezzo delle fondazioni collegano il ponte al terreno.

I ponti si distinguono:

- per la destinazione: in ponti pedonali o passerelle, se a servizio di soli pedoni, in ponti carrettieri, ordinari o rotabili se su di essi transita una strada ordinari, in ponti ferroviari, se a sostegno di una linea ferroviaria, e infine in ponti canali o in ponti sifoni, se destinati principalmente a continuare un canale o una condotta forzata;
- per la loro mobilità: in ponti girevoli e in ponti levatoi, secondo che si possano aprire ruotando attorno ad un asse verticale, in ponti scorrevoli e stras bordatori, se consentono che parti di essi, che direttamente sopportano il carico, possa spostarsi orizzontalmente, e issabili se lo spostamento può effettuarsi in senso verticale;
- per la durata: in ponti permanenti se la durata è illimitata, e provvisori se breve (tra i provvisori sono annoverati i ponti militari);
- per il materiale di cui sono formati: i ponti di legno, di ferro di muratura e di cemento armato;
- per la forma e le funzionalità delle strutture principali: i ponti ad arco, a mensola, a travata e sospesi.

Un fattore importante che viene esaminato nel progettare un ponte, è quello relativo alle condizioni naturali e di regime del corso d'acqua da attraversare. Si bada in particolar modo che l'opera turbi il meno possibile il regime delle acque e soprattutto che non lo modifichi in nessun modo, perché esse sono sempre pregiudizievoli alla stabilità del manufatto .

Le fondazioni devono offrire una sicurezza assoluta, perché mentre un cedimento dei piedritti può alterare il regime di sforzi interni della soprastruttura, così da sviluppare in certi punti di essi tensioni tanto elevate da provocare la rottura, la rovina dei piedritti per l'insufficienza delle fondazioni, tanto rispetto all'azione erosiva dell'acqua, quanto l'incapacità del terreno a sostenere il carico applicatovi, porta sempre al crollo di tutta la soprastruttura.

L'ampiezza del corso d'acqua da attraversare, la possibilità di introdurre sostegni intermedi, la portata massima di piena del corso d'acqua, il genere, la forma e le dimensioni dei corpi

galleggianti trascinati dalle piene, la necessità della navigazione, sono altri elementi importanti ai quali ci si riferisce per fissare il tipo e le dimensioni dell'opera da costruire.

In altri termini, la costruzione di un ponte comporta un problema che deve risolversi dal punto di vista idraulico in primo luogo e quindi da quello statico e d economico.

L'attraversamento di un corso d'acqua o di un avvallamento viene fatto di solito in direzione normale all'asse, affinché l'opera abbia la minor lunghezza e ne risulti più agevole la costruzione; tuttavia non mancano casi, imposti da necessità di tracciato in cui il ponte sia sbieco o curvo.

### 3.4 Materiali usati nei ponti in muratura

Nei ponti in muratura ogni sua parte strutturale viene costruita con materiali differenti, in modo tale da riuscire ad assolvere ad esigenze sia di tipo statico con maggiore resistenza nelle strutture più sollecitate e maggiore leggerezza nelle parti secondarie, sia di natura economica. In generale è possibile eseguire una classificazione dei materiali usati per ciascun elemento strutturale:

- *Arcate, timpani, spalle, pile*: muratura di mattoni o di blocchi di pietra squadrata.
- *Rinfianchi*: muratura di mattoni o di blocchi di pietra squadrata, conglomerato povero di legante ma con discrete caratteristiche meccaniche.
- *Riempimento*: materiale incoerente (ad esempio terra, smarino di risulta dallo scavo delle gallerie) oppure, per ridurre la spinta sui timpani, pietrame a secco, pietrisco minuto, ghiaia o ballast, più raramente calcestruzzo magro di pozzolana (una parte di calce, nove o dieci di sabbia). Molto raro è l'impiego di calcestruzzo, in quanto non economico e molto pesante.
- *Cappa*: può essere *semplice*, nel caso sia costituita da 4÷5 cm di malta cementizia formata con sabbia grossa e molto ricca di agglomerante (oppure in calcestruzzo con ghiaia minuta, del diametro minore di 15 mm, di 10÷12 cm di spessore); viene detta *doppia* quando è formata da uno strato di 7÷8 cm di calcestruzzo e di 4÷5 cm di malta. La cappa non deve fendersi, né durante la costruzione, né per movimenti dell'arcata dovuti al carico ed alle variazioni termiche; di solito viene costruita solo dopo il completo assestamento della volta. Ai lati, deve essere risvoltata per impedire infiltrazioni presso i muri di testa. Spesso è protetta superiormente da un ulteriore strato impermeabile di 1÷2 cm di mastice di asfalto e sabbia, che a sua volta va presidiato con una *contro cappa* di calcestruzzo magro.

Le murature dei ponti sono di due tipi: muratura litoide, ovvero realizzata con blocchi di pietra squadrata, o mattoni. Il secondo tipo di muratura è quello più impiegato, con la variante a sacco, in cui il paramento esterno viene realizzato con muratura di mattoni, mentre il nucleo interno viene riempito o con un conglomerato di mediocri caratteristiche meccaniche, oppure con materiale

sciolto. Tipico esempio di questo tipo di muratura sono le pile dei ponti e dei viadotti, al cui interno si trova talora un conglomerato povero o lo smarino proveniente dalle gallerie.

### 3.5 Danneggiamenti e crolli dovuti all'azione del uomo

Molti ponti nella storia hanno subito danneggiamenti o crolli sia a causa di fattori naturali quali l'azione erosiva delle acque, il deterioramento dei materiali, le scosse sismiche, ... ma anche a seguito dall'azione umana. Sebbene l'usura di una struttura negli anni possa essere in parte attribuita allo sfruttamento continuo della medesima, è solo durante le guerre che i ponti subiscono gravi danni a seguito di bombardamenti o esplosioni atte ad ostacolare l'avanzata del nemico. Questo è proprio il caso del ponte in studio che verrà preso in esame nel prossimo capitolo e servirà come base per le successive analisi.

I ponti come questo, dopo essere stati compromessi da un'azione bellica, al termine delle ostilità, vengono ricostruiti dove possibile sulla base degli schemi preesistenti, per venire poi impiegati nuovamente se non dal punto di vista carrabile almeno da quello pedonabile. Per riportare un esempio analogo a quanto verrà illustrato successivamente viene presentato il caso del famoso ponte Pietra di Verona; ponte abbattuto in un bombardamento durante la seconda guerra mondiale e poi ricostruito al termine del conflitto.

Ponte Pietra si colloca in una punto che fin dalla Preistoria doveva presentare un guado, tra diverse vie di comunicazione a cui si deve la nascita della città di Verona. Un primo ponte in legno venne messo in opera durante la costruzione della Via Postumia nel 148 a.C. nello stesso punto in cui era presente il guado, in quanto in quel luogo il fiume raggiunge una larghezza minima di 92 metri e la corrente arriva con una potenza ridotta a causa dell'ampio meandro che deve compiere. Questo è anche il motivo per cui il ponte non si trova orientato in asse con i decumani della città, la quale venne ricostruita all'interno dell'ansa dell'Adige solo dopo che divenne colonia latina, nell'89 a.C. Il ponte ligneo venne probabilmente sostituito con uno lapideo proprio in quello stesso periodo, divenendo uno dei massimi monumenti della Verona romana.

La lunga vita di questo monumento fu, tuttavia, molto travagliata: già in età imperiale, sul finire del II secolo, il ponte venne ristrutturato su modello dell'originario a causa di un crollo parziale, o forse perfino totale; nel 1007 un'inondazione del fiume provocò un nuovo crollo del ponte, quindi ricostruito; un altro crollo avvenne nel 1153, ma sicuramente più rovinoso fu quello del 1232, conseguente all'assedio della città, che portò alla distruzione delle arcate verso città, poi sostituite temporaneamente da una struttura lignea e, nel 1234, da arcate in cotto; un altro crollo parziale, sempre dovuto ad una piena dell'Adige, si ebbe probabilmente il 3 ottobre 1239.

Nel 1298 Alberto della Scala fece restaurare la torre verso città, ancora oggi presente, mentre nel 1368 Cansignorio realizzò un acquedotto che passava sul ponte che diede acqua corrente a diverse abitazioni del centro storico e alla fontana di Madonna Verona, posta al centro di piazza Erbe. Nello stesso periodo il ponte, che ospitava numerose abitazioni in legno di barcaioli e mulinai, oltre che botteghe e osterie, venne munito di una seconda torre che serrava il ponte verso campagna.

Nel 1503 venne ristrutturato per essere realizzato completamente in pietra, ma prima della fine dei lavori crollò parzialmente e venne quindi sostituito da una struttura lignea. Nel 1508, però, il Consiglio della città chiese a Fra' Giocondo di sovrintendere ai lavori di ricostruzione del ponte romano, fabbrica che divenne operativa solo nel 1520 con la costruzione dei tre archi verso città, che il Giocondo provvide di rendere armonici rispetto ai due archi romani superstiti verso campagna. I lavori si conclusero nel 1521, sempre sotto la direzione del frate/architetto.

Dopo alcuni secoli di relativa tranquillità, nel 1801 venne demolita la torre che sorgeva verso campagna, e nel giro di pochi anni vennero pure eliminate le numerose casupole sorte lungo tutto lo sviluppo del ponte, in quanto considerate non compatibili dall'amministrazione con la maestosità del monumento romano. Gravissimo danno ebbe però il 25 aprile 1945, quando il ponte venne minato e fatto saltare dai tedeschi in ritirata, esplosione che lasciò integro solamente l'arcata verso città.

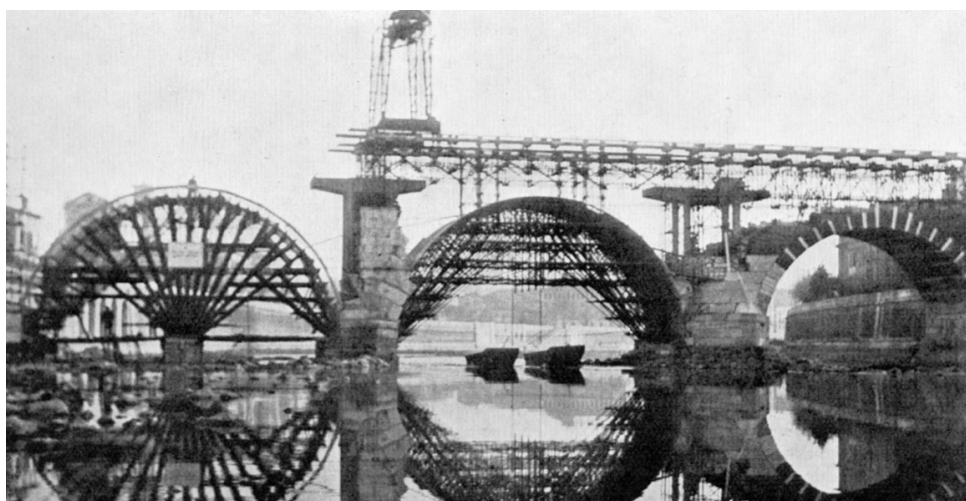
Il professore Piero Gazzola, soprintendente ai monumenti di Verona, decise, supportato dall'intera opinione pubblica, la ricostruzione del ponte. Un attento studio evidenziò le tre fasi di costruzione: quella romana, quella medievale e quella veneziana, dove quella romana era costituita da grandi blocchi di pietra lavorati a grossa sbazzatura, mentre la struttura medievale e veneziana era a struttura mista di blocchi di pietra e laterizio. Si scelse di ricostruire il ponte dov'era e com'era, riutilizzando il più possibile il materiale originario recuperato dal greto del fiume, utilizzando anche elementi il più possibile simili causa della perdita di numerosi elementi.

Strutturalmente il ponte è lungo 92,80 metri e largo 7,20 metri, marciapiedi e parapetti compresi, è costituito da cinque arcate. La spalla e le due arcate verso campagna risalgono all'epoca romana, la spalla destra con la soprastante torre, e l'arco adiacente, sono di epoca scaligera, mentre le due arcate rimanenti con il grande tondo centrale sono del periodo veneziano.

La parte romana è costituita da grandi blocchi di pietra provenienti dal territorio di Sant'Ambrogio di Valpolicella, mentre la parte scaligera e veneta è costituita principalmente da cotto, anche se le ghiera degli archi ed il tondo sono irrobustiti da lastroni in pietra della stessa provenienza di quelli romani.



Ponte Pietra agli inizi del Novecento prima del bombardamento della grande guerra



Ricostruzione del ponte al termine del secondo conflitto mondiale



Come si presenta ai giorni nostri dopo la ricostruzione è evidente la differenza nei materiali impiegati a sinistra in blocchi di pietra, a destra in muratura di cotto

### 3.6 Crolli e danneggiamenti di ponti in muratura a seguito di eventi sismici

Allo stato di fatto, la maggior parte dei ponti in muratura che si trovano in Italia è stata costruita nel periodo storico che va dal 1830 al 1930. Pertanto la storia sismica di questi ponti è molto breve, con conseguente mancanza di informazioni circa la vulnerabilità e il danneggiamento di queste strutture. Sembra probabile che, per eventi sismici di moderata entità, i ponti in muratura, senza particolari difetti strutturali, sopravvivano senza riportare gravi conseguenze.; tuttavia la risposta di questi ponti sotto l'azione di terremoti di notevole intensità richiede ulteriori analisi.

Le informazioni relative al danneggiamento sismico dei ponti in muratura sparsi nel mondo sono molto limitate. In effetti, nelle regioni del globo meno industrializzate, le strutture in muratura o possiedono limitate estensioni o le informazioni sono difficili da reperire, mentre nelle zone più industrializzate, la maggior parte delle moderne infrastrutture non sono costruite in muratura, ma in acciaio o in cemento armato. Inoltre, il rischio sismico di questo tipo di strutture non è associato con la perdita di vite umane, ma con la funzionalità di alcune parti del sistema viario. Questa è un'altra ragione della mancanza di informazioni, particolarmente evidente in quelle regioni dove il numero di vittime causate da un terremoto è più rilevante rispetto allo studio del danneggiamento di qualche infrastruttura. Inoltre, lo studio della vulnerabilità sismica dei ponti in muratura sembra essere una questione trattata solo in Europa, e in particolar modo a causa della sismicità dell'area, in Italia.

Anche se le tecniche costruttive possono variare da zona a zona, a causa delle diverse competenze e dei differenti materiali reperibili nelle diverse località, un studio degli esempi del danneggiamento sismico dei ponti in muratura dislocati in diverse parti del mondo può aiutare a comprendere i meccanismi di collasso di queste strutture.



Ribaltamento dei muri laterali di un ponte in muratura, dopo il terremoto di Konya del 1967, in India.

E' ben visibile il materiale di riempimento privo di confinamento in procinto di franare.



Danneggiamento di un ponte in muratura con evidente collasso del timpano (collasso localizzato), a seguito del terremoto verificatosi nell'Umbria e nelle Marche nel 1997.



Collasso di un ponte ferroviario dopo il terremoto di Bhuj nel 2001 in India. Si assiste al ribaltamento delle murature dei timpani e successivo crollo dell'impalcato a seguito di franamento del materiale di riempimento.





Crollo di un'arcata di un ponte in muratura in prossimità di un faglia a Wenchuan in Cina a seguito del terremoto dell'estate del 2008.



Collasso del ponte ad arcate in muratura sul fiume Claro, vicino Talca e Camarico, (inizio XIX sec.) a seguito del grande terremoto del Cile nel 2010. Il ponte era composto inizialmente da sette archi. La posizione delle macerie indicano che il collasso si è sviluppato nel piano longitudinale del ponte. Un'ipotesi abbastanza plausibile è che la differenza di rigidezza tra la spalla e la pila più vicina abbia provocato una concentrazione delle sollecitazioni nelle campate terminali con conseguente collasso di queste. Progressivamente, a causa della mancanza di bilanciamento della spinta negli archi adiacenti, il crollo si è esteso verso le campate più interne. Alla fine, solo due pile sono rimaste in piedi.



# Capitolo 4

## Abstract

This chapter reports the study on the arched bridge in the town of San Marcello Pistoiese. Shows the geometric characteristics of the current situation with reference to measurements made on the spot and as reported in the historical documentation currently available.

Were performed on core samples of the product where possible to intervene without affecting the carrying capacity of the bridge. These samples were analyzed mechanical properties of materials and stone wall forming the bridge. Not all the types of materials were analyzed directly because of the difficulty to come on penetrate deep within the structure, in fact it was not possible to directly obtain a sample of the filling material of the bridge above the arches.

It's been developed a numerical model that would allow me to describe the structural behavior of the bridge under seismic action. In order to calibrate the model on the one hand below we used the data obtained from the analysis of samples of the construction material, the other dynamic tests were conducted on site that have permission to extract useful information on the frequencies of the vibration mode. Comparing the vibration modes of the numerical model with that obtained from the accelerometers, earns able to identify the mechanical requirements that best respond to the measurements taken.

Once the numerical model and its mechanical properties, earns a simulated push-over analysis that would allow to assess the carrying capacity of the bridge subjected to a cross. Since the mechanical properties of mortar are crucial for the overall properties of the composite and in the absence of data at present, was conducted a sensitivity study of the seismic performance of the structure to vary the tensile strength of the masonry (then the mortar) and the ratio between tensile strength and compression of the masonry.

## 4.1 Descrizione del ponte

Il ponte ad arco in muratura di pietra in questione, è situato nel comune di San Marcello Pistoiese (PT); esso scavalca il fiume Lima, permettendo il collegamento con il paese di Lizzano.



Vista del ponte

Dalla documentazione risalente al 1945, riscontrata negli archivi del Genio Civile, si è potuto comprendere che l'opera in esame è il risultato di una ricostruzione avvenuta alla fine della seconda guerra mondiale. Il ponte preesistente, distrutto dai tedeschi durante lo svolgimento della loro ritirata dalla Toscana, era ad arco ribassato, della luce di 21.5 m con una carreggiata di 3 m. Nella realizzazione di quello nuovo, si cercò di eseguire un manufatto in grado di soddisfare le esigenze del traffico di allora, prevedendo una carreggiata di 5 m, un volto a tutto sesto e un piano portante più rialzato.

L'opera è costituita da muratura in pietra arenaria dura a conci convenientemente regolarizzati per gli elementi in vista, e semplicemente regolarizzati a cuneo per quelli interni; è murata nel primo caso con malta cementizia al 400/m<sup>3</sup> e nel secondo caso con malta di calce aerea.

Tutte le facce a vista del ponte sono caratterizzate da listatura e stuccatura dei giunti a cemento, cosicché risulta assai difficile effettuare indagini precise sulla malta utilizzata per le murature più interne, non potendo eseguire demolizioni o saggi profondi.



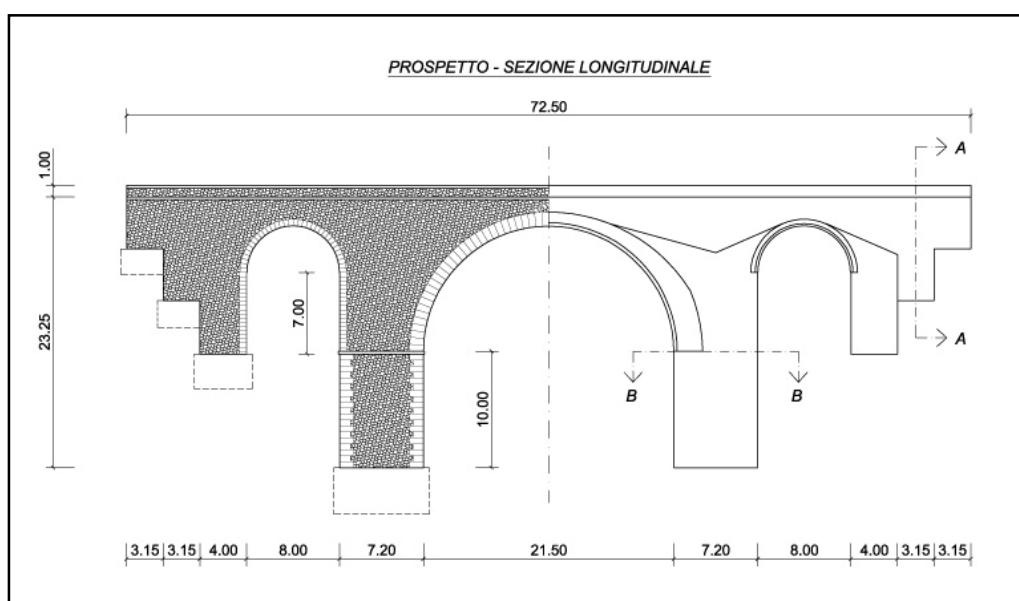
Particolare delle armille e della tessitura della muratura di pietrame

L'appoggio di pile e spalle è attuato su rocce stratificate compatte di elevata portanza; la muratura di pile (che non si trovano in alveo), spalle, timpani e parapetti è di pietrame accapezzato e malta di calce aerea (o calce cementizia al  $400/\text{m}^3$  per le parti esterne).

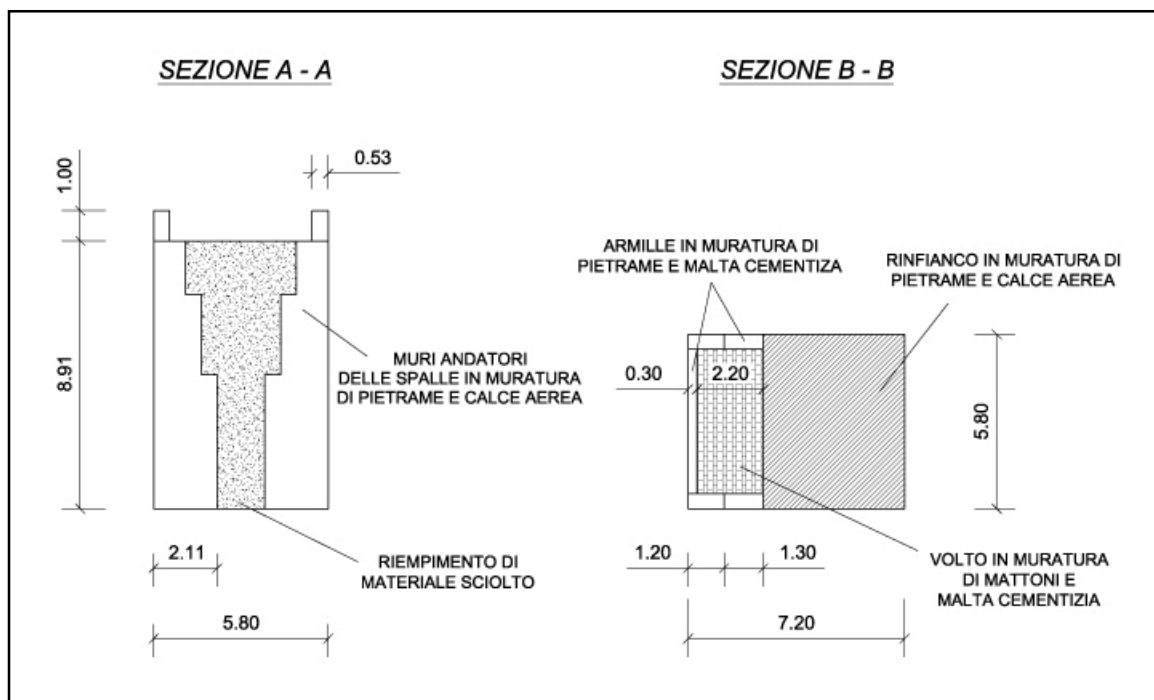
La muratura del volto risulta, quindi, in mattoni e malta cementizia al  $400/\text{m}^3$  per lo scheletro interno, in pietra da taglio in conci rifiniti “alla puntazza” per gli elementi in vista nell'intradosso e le armille. Queste ultime, sono ancorate all'arco (che è a tutto sesto) per mezzo di ferri tondi acciaioli  $\varnothing 20$  per gli archetti sussidiari e  $\varnothing 30$  per l'arco centrale.

La cappa del volto è costituita da una gettata di calcestruzzo cementizio, dello spessore di 7 cm, compresa la rifinitura della superficie superiore con intonaco cementizio.

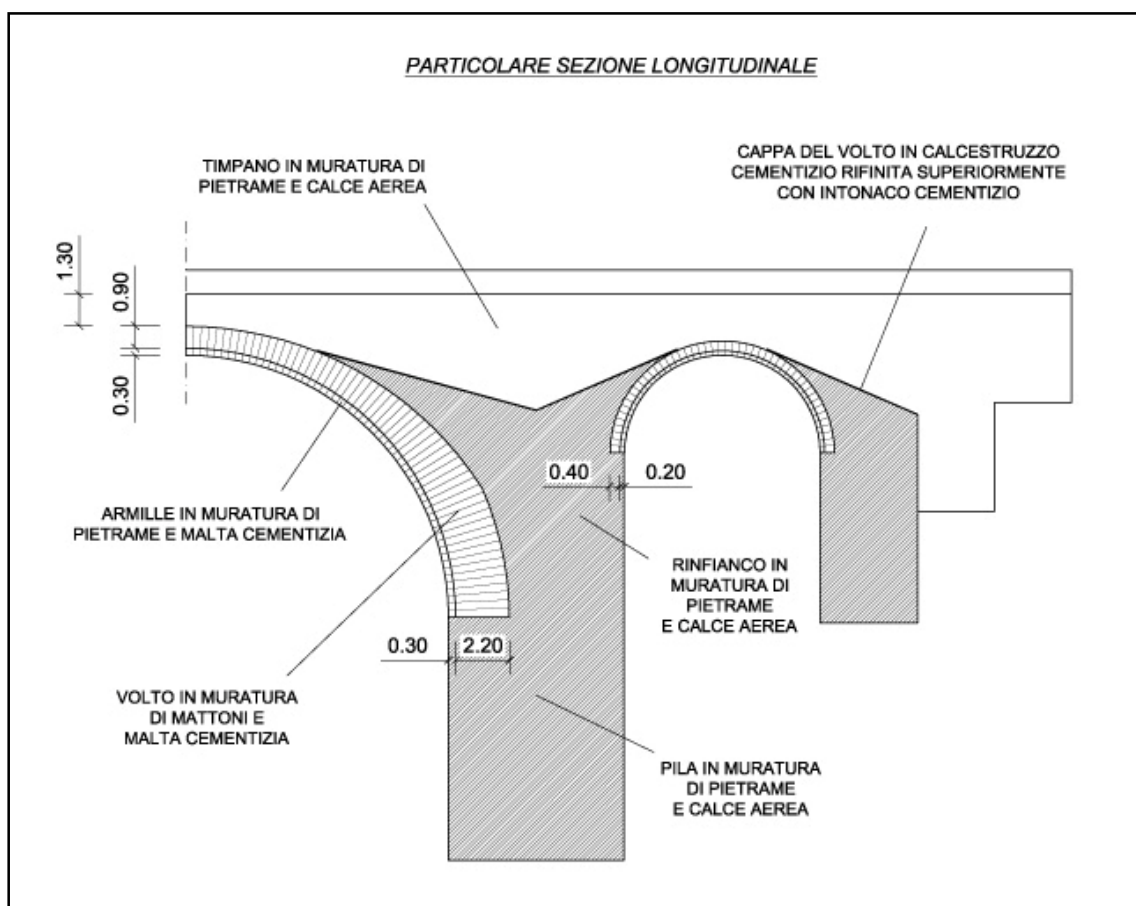
Le principali caratteristiche geometriche per l'opera in esame sono riportate nella figure seguenti.



Prospetto e sezione longitudinale



Sezioni e individuazione degli elementi strutturali



In tabella vengono brevemente riassunte tutte le caratteristiche geometriche del manufatto in esame.

<b>CARATTERISTICHE GENERALI</b>		
Lunghezza totale ponte		72.5 m
Larghezza		5.80 m
Altezza totale fino al piano stradale		23.25 m
Altezza parapetto		1.00 m
Numero arcate		3
<b>PILE</b>		
Larghezza		5.80 m
Lunghezza		7.20 m
Altezza fino all'imposta arco centrale		10.0 m
<b>ARCO CENTRALE</b>		
Luce		21.5 m
Monta		10.75 m
Spessore arco in mattoni	Alle imposte	2.20 m
	In chiave	0.90 m
Spessore armille in pietra		0.30 m
Totale spessore arco	Alle imposte	2.50 m
	In chiave	1.20 m
Profondità del riempimento in chiave		1.30 m
<b>ARCHETTI LATERALI</b>		
Luce		8.00 m
Monta		4.00 m
Spessore arco in mattoni		0.40 m
Spessore armille in pietra		0.20 m
Totale spessore arco		0.60 m
Profondità del riempimento in chiave		1.90 m

#### 4.2 Caratteristiche meccaniche degli elementi lapidei

Durante il sopralluogo nel sito del ponte, sono stati prelevati 2 campioni della pietra costituente la muratura; come è stato evidenziato in precedenza, si tratta di grossi massi di arenaria dura. I provini dapprima sono stati pesati e, successivamente, sono state rilevate le caratteristiche geometriche e dimensionali, attraverso un calibro centesimale con lettura al nonio.





Provini cilindrici sottoposti alle prove

Le carote sono state classificate in base al tipo di prova a cui essere sottoposte:

- Prova di compressione (provini C1, C2, C3)
- Prova di compressione con determinazione del modulo di elasticità (provino M1)
- Prova brasiliana (provini B1, B2, B3)

Il provino più snello (M1) è stato sottoposto ad una prova di compressione con determinazione del modulo di elasticità  $E$ . In questo tipo di prova il carico viene applicato attraverso diversi incrementi, al termine dei quali la forza di compressione va tenuta costante per un intervallo di tempo di 1 min per determinare gli spostamenti; il procedimento viene ripetuto fino al raggiungimento della rottura.

Il modulo di elasticità è calcolato come modulo secante in corrispondenza di 1/3 della resistenza.

Nella prova brasiliana (*splittig test*), il provino cilindrico viene posato orizzontalmente tra le due piastre di carico della pressa e sottoposto ad una forza di compressione, applicata ad una zona ristretta per tutta la lunghezza del provino. La risultante forza di trazione ortogonale provoca la rottura a trazione, caratterizzata tipicamente dalla formazione di una fessura nel piano verticale diametrale.

La resistenza a trazione indiretta è data dalla formula:

$$f_{ct} = \frac{2F}{\pi L d}$$

in cui  $F$  è il carico massimo,  $L$  la lunghezza della linea di contatto del provino e  $d$  il diametro della sezione. Nella tabella sottostante sono riportati i valori riassuntivi delle prove sperimentali sui diversi campioni di roccia esaminati.

<b>Caratteristiche meccaniche</b>	<b>Provino</b>	<b>Risultato prova</b>
Resistenza a compressione	C1	100.3 MPa
	C2	52.0 MPa
	C3	44.9 MPa
	M1	86.0 MPa
Modulo di elasticità E	M1	14528 MPa
Resistenza a trazione	B1	13.2 MPa
	B2	15.6 MPa
	B3	14.6 MPa

Dall'analisi dei risultati, si può osservare che l'elemento lapideo costituente la muratura del ponte presenta ottime caratteristiche meccaniche.

#### 4.3 Caratteristiche dinamiche della struttura

In questo paragrafo si riportano i principali risultati delle indagini sperimentali condotte in sito sul ponte. Al fine di poter calibrare i parametri dei modelli numerici messi a punto per la valutazione della vulnerabilità sismica e validare le ipotesi assunte alla base degli stessi modelli, sono state effettuate prove con lo scopo di identificare le principali caratteristiche dinamiche della struttura.

Le prove dinamiche sono volte al rilievo ed alla successiva interpretazione di dati relativi alla risposta di una struttura soggetta a eccitazione dinamica che ne perturba il suo assetto statico. Dall'analisi dei risultati della prova si determinano le proprietà dinamiche della struttura.

L'eccitazione impiegata può essere di due tipi: forzata o ambientale, qualora la sorgente appartenga all'ambiente in cui la struttura è inserita, quali per esempio vento e traffico

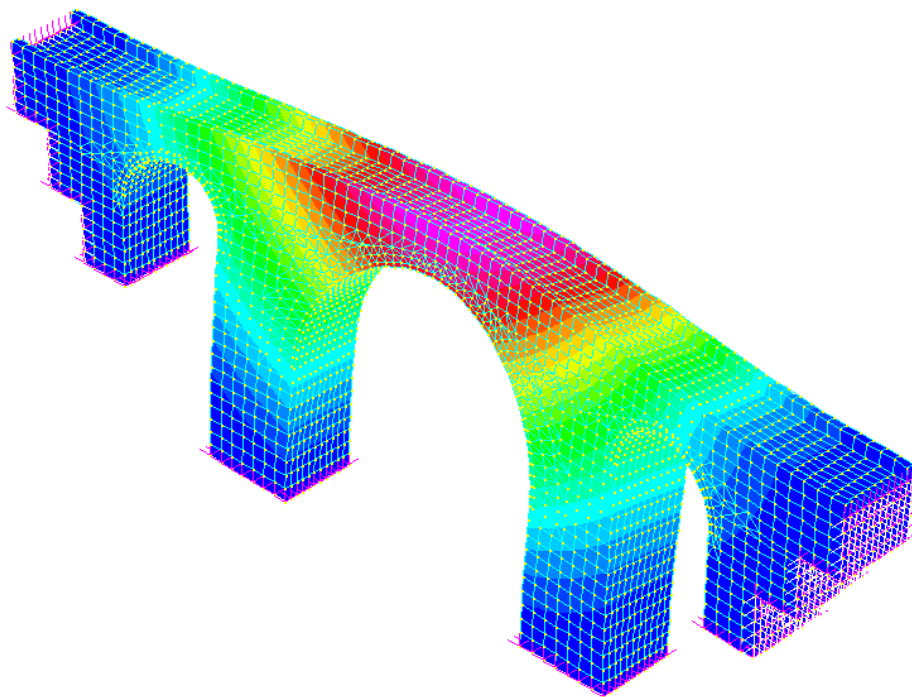
I rilievi sperimentali effettuati, consistono nella registrazione delle vibrazioni indotte dalle seguenti forzanti:

- Passaggio di una autovettura su “dossi rallentatori” appositamente disposti sulla carreggiata
- Improvviso cambio di direzione, con successivo rapido arresto dello stesso veicolo

Il primo tipo di manovra conferisce alla struttura un'azione impulsiva in corrispondenza del “dosso rallentatore” mentre il secondo trasmette una azione impulsiva con componente significativa nella direzione trasversale dell'impalcato.

Al fine di misurare le oscillazioni forzate della struttura durante l'applicazione di diverse forzanti e quelle libere dopo l'interruzione dell'azione stessa, sono stati posizionati 2 accelerometri su un bordo della sede stradale, in corrispondenza della chiave dell'arco centrale. I due accelerometri sono stati disposti in modo da misurare, rispettivamente, la componente verticale e quella orizzontale dell'accelerazione.

Al fine di poter valutare i diversi aspetti della vulnerabilità sismica, è stato messo a punto, per la struttura oggetto delle prove, un modello tri-dimensionale agli elementi finiti.



In questa prima fase dello studio, il comportamento dei materiali è ipotizzato essere elastico-lineare: si è sostanzialmente interessati, infatti, all'analisi delle caratteristiche dinamiche da confrontare con le vibrazioni indotte da azioni assai modeste, che sicuramente non portano la struttura oltre il limite assunto.

Il confronto tra i dati sperimentali e quelli teorici, in termini di frequenze e forme modali ha consentito la calibrazione dei principali parametri meccanici e condizioni di vincolo da adottare nel modello numerico. Tali parametri, ossia il modulo di elasticità normale e le condizioni di vincolo per pile e spalle, sono stati determinati in modo da ottenere la migliore corrispondenza, in termini di forma e frequenza, tra i modi di vibrare determinati teoricamente e quelli identificati sperimentalmente. I restanti parametri, quali ad esempio la densità e il modulo di Poisson, sono stati assunti in base alle caratteristiche dei materiali impiegati ed alle modalità costruttive rilevate.

Nella tabella sottostante vengono riportati i valori adottati nei modelli numerici.



<b>Materiale</b>	<b>Caratteristiche</b>		<b>Identificato/Ipotizzato</b>
Terreno di fondazione	Vincoli alla base di pile e spalle	Rigido x,y,z	Identificato
	Vincoli pareti di estremità delle spalle	Rigido,y,z	Identificato
Muratura di pietrame e calce aerata (pile, rinfranco, spalle, timpani)	$\gamma(\text{kg/m}^3)$	2200	Ipotizzato
	E (MPa)	10000	Identificato
	$\nu$	0.2	Ipotizzato
Muratura di pietrame e malta cementizia (armille)	$\gamma(\text{kg/m}^3)$	2200	Ipotizzato
	E (MPa)	12000	Identificato
	$\nu$	0.2	Ipotizzato
Muratura di pietrame e malta cementizia (volto)	$\gamma(\text{kg/m}^3)$	1800	Ipotizzato
	E (MPa)	12000	Identificato
	$\nu$	0.2	Ipotizzato
Riempimento	$\gamma(\text{kg/m}^3)$	1800	Ipotizzato
	E (MPa)	8000	Ipotizzato
	$\nu$	0.2	Ipotizzato

I confronti tra dati teorici e sperimentali, indicano una buona aderenza tra modello teorico e comportamento reale della struttura, quantomeno nell'ambito elastico-lineare, ovvero per modesti spostamenti

Sebbene alcuni parametri della struttura siano stati “artificiosamente” modificati per avvicinare il comportamento teorico a quello sperimentalmente rilevato (procedura tipica dell'identificazione strutturale), è possibile constatare:

- la quasi perfetta coincidenza dei rapporti tra le due principali frequenze di vibrazione orizzontale e verticale identificate nel modello teorico ed in quello sperimentale (rapporto non alterabile mediante la sola scelta di un appropriato parametro);
- che i parametri identificati assumono valori sicuramente plausibili in considerazione delle caratteristiche dei materiali e delle modalità costruttive rilevate.

La mancanza di una conoscenza diretta dei meccanismi di collasso e delle peculiarità della risposta al terremoto dei ponti ad arco in muratura, impone di effettuare un'analisi dei modi di vibrazione, una volta calibrati i principali parametri strutturali del manufatto in esame.

Tale operazione viene eseguita con lo scopo di raccogliere importanti informazioni sul comportamento dinamico del ponte, in caso di azioni sismiche trasversali, verticali e longitudinali, potendo così comprendere l'influenza dei vari modi sulla risposta sismica.

Dall'analisi dei risultati ottenuti, si può constatare che, per la direzione di eccitazione *X*, considerando almeno 39 modi è possibile attivare più del 90% della massa modale. Per le direzioni *Y* e *Z*, invece, 70 modi non sono sufficienti per mobilitare il 90% della massa; anche proseguendo con l'analisi, si riscontrerebbero modi con contributi di rilevanza irrisoria. Già da queste prime osservazioni, è possibile comprendere come per un ponte di questa tipologia il comportamento dinamico sia particolare e non riconducibile a quello delle strutture ordinarie, in cui il numero di modi con massa partecipante significativa risulta, in genere, molto minore.

Ogni modo di vibrare del ponte presenta, in genere, una componente prevalente in una direzione.

Nel caso di eccitazione sismica in direzione *X*, il comportamento dinamico del ponte è caratterizzato prevalentemente dal modo 3 che rappresenta quindi il primo modo longitudinale. Esso è sicuramente predominante nella direzione considerata, in quanto è il primo ad attivarsi ed è capace di mobilitare da solo circa il 68% della massa modale.

La corrispondente frequenza di vibrazione risulta decisamente elevata: ciò dimostra la grande rigidità che è in grado di esercitare nel proprio piano una struttura di questo tipo se soggetta a sisma.

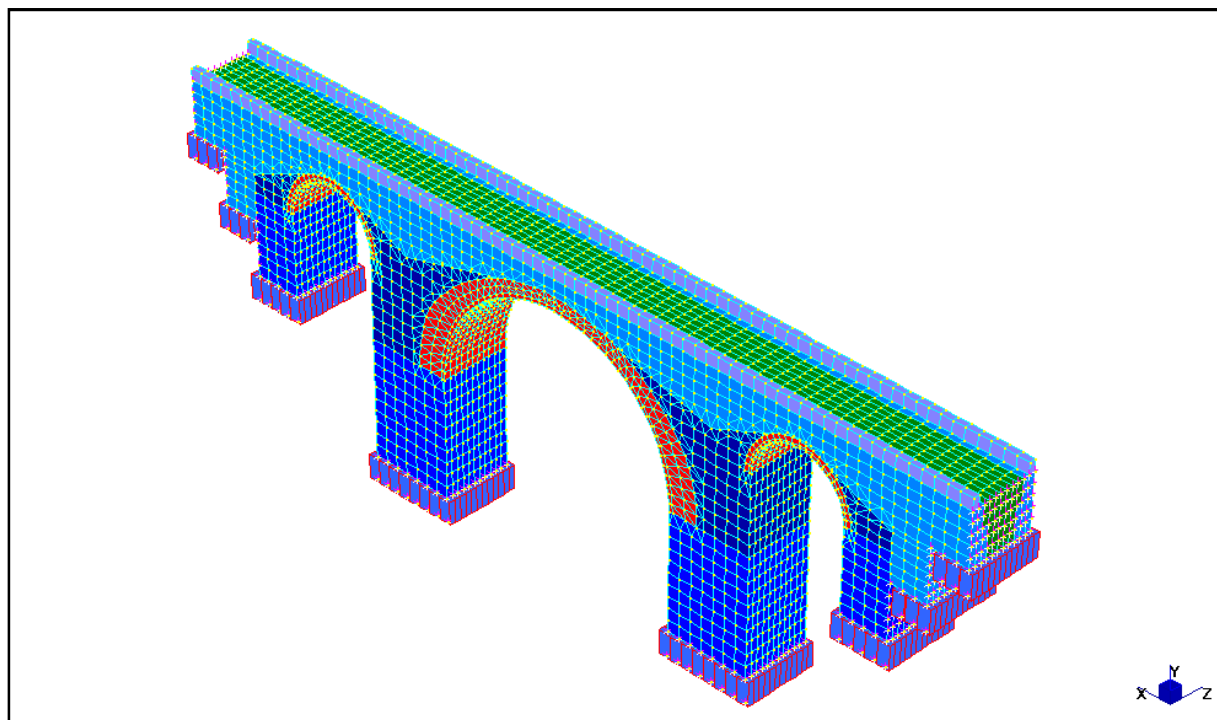
Per quanto riguarda i modi verticali, si osserva che il primo modo verticale (modo 5) vibra a 13.91 Hz ed ha un coefficiente di partecipazione pari circa al 14%; il secondo modo verticale (modo 8, 18.83 Hz), è in grado di attivare una quantità di massa modale quasi pari al triplo (42%).

Anche nella direzione verticale si può notare una notevole rigidità del ponte, com'è del tutto ragionevole aspettarsi da una struttura di questo tipo: questo significa che un sisma di tipo sussultorio.

Il primo modo trasversale è il modo 1, ossia quello con frequenza minore; esso presenta nella direzione *Z* il massimo fattore di partecipazione di massa modale (circa il 50%), per cui può essere assunto come dominante nella direzione trasversale. Poiché in caso di sisma tale modo è il primo ad essere attivato, essendo il più deformabile, la struttura appare sicuramente più vulnerabile in direzione *Z*. Pertanto, nell'ambito di una verifica sismica, sarà necessario prendere in considerazione in primo luogo la direzione trasversale

#### 4.4 Descrizione del modello numerico adottato

L'analisi del ponte è stata eseguita per mezzo dell'ausilio di un software FEM (Straus7). La geometria del modello, visualizzato in figura, è stata derivata da rilievi effettuati durante un sopralluogo e dalle informazioni contenute in documenti storici di progetto, esposte in maniera esaustiva nei paragrafi precedenti.



Il modello è stato realizzato mediante l'uso di elementi solidi (*brick*) a 6 ed 8 nodi. La mesh è stata raffinata fino al raggiungimento di un livello di dettaglio più che adatto per un'analisi di questo tipo, per un totale di 14044 nodi e 13828 elementi brick.

La muratura e il riempimento sono stati modellati come un continuo equivalente, ossia un mezzo omogeneo in cui i singoli elementi costituenti (per esempio, per la muratura, i mattoni o le pietre e i giunti di malta) non sono rappresentati distintamente.

Com'è stato osservato nel *paragrafo 4.4*, i valori dei moduli elastici calibrati durante la procedura dell'identificazione strutturale vanno intesi come moduli tangenti, ossia riferiti ad uno stato di piccolissime deformazioni e relativi, quindi, alla risposta elastica iniziale, di rigidità più elevata. Per stati di sollecitazione più significativi, quindi nell'ambito di un'analisi non lineare, occorre considerare caratteristiche ridotte, così come viene di norma indicato in letteratura: un esempio abbastanza recente in merito è la *Tabella 11.D.1* dell'*Aggiornamento del 9/9/2004 all'Ordinanza n.3274*.

Sulla base, quindi, delle osservazioni appena esposte e avvalendosi dei risultati ottenuti dalle prove sperimentali di laboratorio, sono stati definiti i parametri da adottare nell'analisi; essi sono riportati, per i diversi materiali costituenti il ponte, in tabella.

<b>Materiale</b>	<b>Caratteristica</b>	
Muratura di pietrame e calce aerea ( <i>pile, rinfianco, spalle, timpani</i> )	$\gamma$ (kg/m <sup>3</sup> )	2200
	E (MPa)	5000
	$\nu$	0.2
Muratura di pietrame e malta cementizia ( <i>armille</i> )	$\gamma$ (kg/m <sup>3</sup> )	2200
	E (MPa)	6000
	$\nu$	0.2
Muratura di mattoni e malta cementizia ( <i>volto</i> )	$\gamma$ (kg/m <sup>3</sup> )	1800
	E (MPa)	5000
	$\nu$	0.2
Riempimento	$\gamma$ (kg/m <sup>3</sup> )	1800
	E (MPa)	500
	$\nu$	0.2

Come si può osservare dalla tabella sopra, per la muratura di pietrame e mattoni sono stati adottati moduli circa dimezzati rispetto a quelli ottenuti nell'ambito dell'identificazione strutturale. Per quanto concerne il riempimento, è stato considerato il modulo indicato in *Tab. 11.D.1* dell'*Aggiornamento del 9/9/2004 all'Ordinanza n. 3274* per un ciotolame di scarse caratteristiche, in relazione al livello di conoscenza peggiore, non disponendo di informazioni precise o di indagini adeguate sul materiale in questione. Tale stima conservativa permette quindi, a favore di sicurezza, di considerare assai poco significativi gli effetti strutturali del riempimento.

Il modello costitutivo adottato per i materiali è di tipo elasto-plastico con plasticità perfetta.

#### 4.5 Criterio di rottura e parametri non lineari

Il criterio di rottura adottato nell'analisi è quello di *Drucker-Prager*, il quale ha la peculiarità di presentare una superficie limite liscia, con conseguenti vantaggi sia in termini analitici che computazionali. Tale superficie può essere definita secondo la seguente espressione:

$$F(\sigma_{ij}) = \alpha I_1 + \sqrt{J_2} = k$$

in cui  $I_1$  è la componente idrostatica del tensore degli sforzi,  $J_2$  è il secondo invariante del deviatore di tensione e  $\alpha$  e  $k$  sono costanti del materiale che possono essere relazionate all'angolo d'attrito  $\phi$  e alla coesione  $c$  del criterio di *Mohr-Coulomb* in diversi modi. Assumendo che il cono di Drucker-

Prager circoscrive la piramide esagonale di Mohr-Coulomb, le costanti  $\alpha$  e  $k$  sono ottenute dalle seguenti relazioni:

$$\alpha = \frac{2 \sin \phi}{\sqrt{3}(3 - \sin \phi)} \quad k = \frac{6c \cos \phi}{\sqrt{3}(3 - \sin \phi)}$$

in cui  $c$  e  $\phi$  possono essere espressi in termini della resistenza monoassiale a compressione  $f'_c$  e a trazione  $f'_t$ :

$$\sin \phi = \frac{f'_c - f'_t}{f'_c + f'_t} \quad c = \frac{f'_c f'_t}{f'_c - f'_t} \tan \phi$$

Appare quindi evidente come il valore dell'angolo di attrito sia definito una volta assegnato il rapporto tra le due resistenze monoassiali, mentre la coesione sia nota una volta assegnato tale rapporto e  $f'_c$  oppure  $f'_t$ . La superficie limite di Drucker-Prager viene perciò stabilita una volta determinati i soli due parametri  $c$  e  $\phi$ ; nel modello numerico considerato nell'analisi non lineare, pertanto, essi sono stati assegnati ad ogni materiale impiegato nel ponte.

Per quanto riguarda la muratura in mattoni e malta cementizia, costituente lo scheletro interno del volto centrale e degli archetti laterali, si sono adottati valori tipici per una muratura di questa tipologia, non disponendo di valori precisi per le resistenze monoassiali. Per il riempimento, invece, sono stati definiti un angolo d'attrito e una coesione caratteristici di un'argilla di scadenti caratteristiche. Le grandezze citate sono riassunte in tabella

<b>Materiale</b>	<b>Parametro</b>	
Muratura di mattoni e malta cementizia ( <i>volto</i> )	$\phi$	55°
	$c$	$3.5 \cdot 10^5$ Pa
Riempimento	$\phi$	20°
	$c$	$0.5 \cdot 10^5$ Pa

Per quanto riguarda la muratura di pietrame e calce aerea, costituente la maggior parte della struttura del ponte, come già evidenziato, non si dispone di informazioni precise riguardanti le caratteristiche meccaniche della malta.

Com'è noto, nel caso che la muratura sia soggetta ad una sollecitazione di trazione agente in direzione verticale, si verifica la sconnessione del legante; d'altra parte, anche in direzione orizzontale, la resistenza a trazione della muratura dipende dalla resistenza a scorrimento tra legante e conci di muratura (più che della resistenza a trazione dei soli conci i quali, per la muratura in esame, presentano una buona resistenza a trazione, come si è dedotto dalle prove di laboratorio).

Pertanto, si può assumere con buona approssimazione che la resistenza a trazione della muratura sia pari alla resistenza a trazione della malta; occorre precisare, comunque, che anche la resistenza a compressione della muratura risulta dipendente da quella a compressione della malta.

Dunque, poiché le caratteristiche meccaniche della malta sono determinanti per le proprietà complessive del composito e non disponendo di dati a riguardo, si è reso indispensabile uno studio di sensibilità della prestazione sismica della struttura al variare della resistenza a trazione della muratura (quindi della malta) e del rapporto tra resistenza a trazione e compressione della muratura. Nello studio che verrà esposto nel paragrafo seguente, verranno indagati dei valori di resistenza a trazione  $f_t$  pari a  $2 \cdot 10^5$  Pa,  $3 \cdot 10^5$  Pa,  $4 \cdot 10^5$  Pa, mentre i rapporti  $f_t/f_c$  esplorati saranno 1/10, 1/15, 1/20. Tali range di valori appaiono come quelli più significativi, in quanto conducono alle caratteristiche di resistenza più probabili per il tipo di muratura in esame.

Nella tabella sottostante viene riportato uno schema riassuntivo in cui sono riportati i diversi valori di  $f_t$  e  $f_t/f_c$  che verranno considerati, per la muratura di pietrame, nelle analisi non lineari e i corrispettivi parametri di Drucker-Prager  $c$  e  $\phi$ , ottenuti dai valori di resistenza a trazione e a compressione attraverso le espressioni viste in precedenza.

Resistenza a trazione $f_t$ (Pa)	Rapporto tra resistenze $f_t/f_c$	Resistenza a compressione $f_c$ (Pa)	Angolo di attrito $\phi$ (deg)	Coesione $c$ (Pa)
$2 \cdot 10^5$	1/10	$20 \cdot 10^5$	$55^\circ$	$3.2 \cdot 10^5$
	1/15	$30 \cdot 10^5$	$61^\circ$	$3.9 \cdot 10^5$
	1/20	$40 \cdot 10^5$	$65^\circ$	$4.5 \cdot 10^5$
$3 \cdot 10^5$	1/10	$30 \cdot 10^5$	$55^\circ$	$4.7 \cdot 10^5$
	1/15	$45 \cdot 10^5$	$61^\circ$	$5.8 \cdot 10^5$
	1/20	$60 \cdot 10^5$	$65^\circ$	$6.7 \cdot 10^5$
$4 \cdot 10^5$	1/10	$40 \cdot 10^5$	$55^\circ$	$6.3 \cdot 10^5$
	1/15	$60 \cdot 10^5$	$61^\circ$	$7.7 \cdot 10^5$
	1/20	$80 \cdot 10^5$	$65^\circ$	$8.9 \cdot 10^5$

Particolare attenzione è stata posta nella modellazione delle sezioni più critiche del ponte, in primo luogo quella alla base delle pile, in corrispondenza dell'appoggio sul plinto di fondazione. Per poter introdurre nel criterio di Drucker-Prager un eventuale meccanismo di rottura a trazione (il quale quasi certamente avviene nella zona tesa della sezione alla base della pila, con la sconnessione della malta), esso dovrebbe essere accoppiato a criteri che controllano la resistenza a trazione, ossia del tipo Galileo-Rankine. Non essendo possibile tenere in conto tale aspetto utilizzando un software commerciale, lo strato alla base della pila è stato modellato con degli elementi 'cut-off bar'.

#### 4.6 Analisi push-over del ponte

Una volta definito il modello numerico, sono state eseguite diverse analisi push-over, in cui si è concentrata l'attenzione sullo studio della capacità sismica del ponte al variare dei principali fattori significativi, quali le caratteristiche meccaniche della muratura di pietrame.

Com'è stato evidenziato precedentemente, la struttura è sicuramente più vulnerabile nella direzione trasversale, per cui le azioni laterali che simulano l'azione sismica sono state applicate in direzione Z. Prima di mostrare i risultati delle diverse analisi e discuterne i punti salienti e le osservazioni in merito, è necessario focalizzarsi sull'aspetto importante dell'applicazione e della scelta della distribuzione di forze orizzontali.

Nell'analisi push-over, il carico è imposto sulla struttura in una sequenza a più passi: nel primo vengono applicate le azioni verticali, rappresentate dai soli carichi permanenti (*punto 5.4 dell'Allegato 3 all'Ord.3274*), mentre nel secondo è la volta delle forze laterali, le quali vengono poi incrementate ad ogni passo successivo, mantenendo invariati i rapporti relativi tra le stesse.

Il modello, com'è stato evidenziato prima, è caratterizzato da un comportamento non lineare del materiale; oltre a questo aspetto, vengono considerate anche le non linearità geometriche, tenendo in conto gli effetti  $P-\delta$  che, per una struttura caratterizzata da peso proprio rilevante (la massa è pari circa a 8500 t), non possono essere trascurati.

Per limitare l'eccessivo onere computazionale, l'analisi non è stata spinta fino al tratto perfettamente plastico; il valore della capacità ultima, in termini di massima reazione tagliante al piede e di spostamento ultimo, è stato ottenuto tramite un'interpolazione parabolica eseguita sul tratto finale della curva push-over. Pertanto, la massima capacità della struttura è stata considerata in corrispondenza della situazione in cui un ulteriore incremento dei carichi laterali diventa impossibile, ossia per i valori di spostamento e tagliante in prossimità del vertice della parabola interpolante. Questa assunzione, che fornisce valori di spostamento conservativi e a favore di sicurezza, si è resa necessaria per il fatto di disporre di uno strumento di calcolo che lavora in controllo di carico e che, quindi, non è in grado di cogliere il tratto di softening.

Il software FEM adottato, inoltre, ha l'ulteriore limite di non fornire la matrice delle masse della struttura, si è potuto così imporre solamente una delle distribuzioni richieste dai codici normativi, ossia quella di forze proporzionali alle masse.

Ai fini del tracciamento della curva push-over, il nodo di controllo considerato nell'ambito dell'analisi è stato individuato sulla sommità del ponte, in corrispondenza della mezzeria dell'impalcato. Infine, occorre sottolineare che poiché la forza tagliante totale, indicata nella curva di capacità in funzione dello spostamento del nodo considerato, è dato dalla sommatoria delle

reazioni ai vincoli, la sua lettura è possibile vincolando rigidamente pile e spalle in direzione Z. Tale scelta di modellazione implica però la formazione di un effetto di confinamento, che migliora le caratteristiche di resistenza del materiale in determinate sezioni critiche, quali principalmente quelle alla base delle pile. Pertanto, per garantire l'aderenza di comportamento tra modello teorico e struttura reale, occorrerà, in fase di progetto, assicurare l'esistenza dell'effetto citato attraverso opportune scelte tecniche, quali cinture, cuciture o iniziazioni armate.

Una volta eseguite le analisi pushover del ponte, per le combinazioni di caratteristiche dei materiali discusse nel par. 4.5, si sono confrontate le diverse curve di capacità, in modo tale da valutare la suscettibilità della prestazione sismica al variare dei principali parametri strutturali. In primo luogo, si è cercato di capire l'influenza della resistenza a compressione della muratura sui risultati ottenuti facendola variare di un rapporto 1/10, 1/15 e 1/20 in riferimento ad una resistenza a trazione fissa.

Di seguito vengono riportati i risultati dell'analisi pushover della capacità sismica del ponte, in termini rispettivamente di tagliante e spostamento ultimo, al variare del rapporto tra resistenza a trazione  $f_t$  e a compressione  $f_c$  della muratura. Viene inoltre indicato, in termini percentuali, il miglioramento che si ottiene, rispetto al valore precedente, al crescere della resistenza a compressione.

Capacità sismica in termini di forza tagliante al variare di  $f_t/f_c$

	<b><math>f_t = 2 \cdot 10^5 \text{ Pa}</math></b>		<b><math>f_t = 3 \cdot 10^5 \text{ Pa}</math></b>		<b><math>f_t = 4 \cdot 10^5 \text{ Pa}</math></b>	
	$T_u \text{ (N)}$	Variaz. %	$T_u \text{ (N)}$	Variaz. %	$T_u \text{ (N)}$	Variaz. %
<b><math>f_t / f_c = 1/10</math></b>	34464059	13.3 6.3	41546763	12.3 4.6	48580415	9.0 4.0
<b><math>f_t / f_c = 1/15</math></b>	39728185		47373549		53396644	
<b><math>f_t / f_c = 1/20</math></b>	42398303		49647174		55624021	

Capacità sismica in termini di spostamento al variare di  $f_t/f_c$

	<b><math>f_t = 2 \cdot 10^5 \text{ Pa}</math></b>		<b><math>f_t = 3 \cdot 10^5 \text{ Pa}</math></b>		<b><math>f_t = 4 \cdot 10^5 \text{ Pa}</math></b>	
	$d_u \text{ (m)}$	Variaz. %	$d_u \text{ (m)}$	Variaz. %	$d_u \text{ (m)}$	Variaz. %
<b><math>f_t / f_c = 1/10</math></b>	0.075	26.6 15.3	0.090	28.3 7.6	0.112	17.1 5.2
<b><math>f_t / f_c = 1/15</math></b>	0.102		0.125		0.135	
<b><math>f_t / f_c = 1/20</math></b>	0.121		0.136		0.143	

Si può osservare che, a parità di resistenza a trazione, all'aumentare di  $f_t/f_c$  (quindi della resistenza a compressione) corrisponde un maggior incremento dello spostamento ultimo che della reazione



tagliante totale. I miglioramenti sono più significativi con la transizione da un rapporto di 1/10 a quello di 1/15.

Una volta chiarito l'effetto della resistenza a compressione della muratura sulla risposta sismica, si è indagata l'influenza della resistenza a trazione. Di seguito vengono riportati i risultati ottenuti tra le diverse curve di capacità al variare di  $f_t$ , rispettivamente per  $f_t/f_c$  pari a 1/10, 1/15, 1/20.

Nelle tabelle che seguono è riportata la capacità sismica del ponte, in termini di tagliente e spostamento ultimo, al variare della resistenza a trazione della muratura. Viene anche indicato il miglioramento percentuale che si ottiene, rispetto al valore precedente, al crescere di  $f_t$ .

Capacità sismica in termini di forza tagliente al variare di  $f_t$

	$f_t/f_c=1/10$		$f_t/f_c=1/15$		$f_t/f_c=1/20$	
	$T_u$ (N)	Variaz. %	$T_u$ (N)	Variaz. %	$T_u$ (N)	Variaz. %
$f_t = 2 \cdot 10^5$ Pa	34464059	17.0 14.5	39728185	16.1 11.3	42398303	14.6 10.7
$f_t = 3 \cdot 10^5$ Pa	41546763		47373549		49647174	
$f_t = 4 \cdot 10^5$ Pa	48580415		53396644		55624021	

Capacità sismica in termini di spostamento al variare di  $f_t$

	$f_t/f_c=1/10$		$f_t/f_c=1/15$		$f_t/f_c=1/20$	
	$d_u$ (m)	Variaz. %	$d_u$ (m)	Variaz. %	$d_u$ (m)	Variaz. %
$f_t = 2 \cdot 10^5$ Pa	0.075	16.4 19.8	0.102	18.3 7.3	0.121	10.8 4.9
$f_t = 3 \cdot 10^5$ Pa	0.090		0.125		0.136	
$f_t = 4 \cdot 10^5$ Pa	0.112		0.135		0.143	

Come si può osservare, il miglioramento della resistenza a trazione della muratura ha una certa influenza sulla capacità ultima della struttura soggetta a sisma.

In particolare, raffrontando i risultati ottenuti con quelli al paragrafo precedente, è possibile constatare che un incremento della resistenza a trazione causa un aumento del tagliente ultimo maggiore rispetto al caso in cui sia la resistenza a compressione a crescere.

La risultante tagliente ultima varia in funzione delle caratteristiche meccaniche della muratura da un valore minimo 34'464'059 N ovvero (circa 3'500 t forza) ad un valore massimo di 55'624'021 N (circa 5'500 t forza). Se si raffrontano questi valori con la massa totale stimata del ponte (8'500 t) si

può constatare come le azioni orizzontali a collasso variano dal 41 % al 65 % rispetto a quella verticale. Mediamente dunque, l'azione orizzontale che provocherà il crollo del ponte risulterà valere circa la metà del peso totale, un valore estremamente elevato, molto più probabile che prima di giungere al collasso globale si verifichino dei crolli parziali localizzati.

# Capitolo      5

## Abstract

This chapter describes the construction of a scale model of the bridge shown in the previous chapter. After a brief digression on the assumptions underlying the models of civil engineering and a discussion on the choices made in reference to the original bridge, tests on building materials used in the prototype are showed. The materials are not entirely similar to those used in the original construction.

In the following destructive tests made on the model are described. It assess the carrying capacity of the bridge with respect to a hypothetical earthquake action. A horizontal force is applied to simulate it, generated by four jacks applied to batteries of the bridge in scale. The tympanum of the bridge is pushed up to rupture. The trend load-displacement is measured to highlight the ultimate capacity of the bridge and then lesions, that have achieved to collapse, are showed.

Following the prototype is discharged and returned to the initial configuration, and then consolidated with arrays of mortar and glass fibres where there is serious injury and then stitched with carbon fibres reinforced materials.

After strengthened the bridge was undergone more tests again under cyclic horizontal loads. Some tests operate under elastic and linear condition, others go so far as to slight damage. The last test drives the bridge to complete rupture and assess the new load-bearing capacity obtained with the help of fibre-reinforced.

## 5.1 Introduzione

Benché si affermi che alcune strutture siano sostenute dalla Forza della Fede e che altre non siano tenute insieme che dalla vernice o dalla ruggine, ad un progettista fa piacere avere una qualche oggettiva garanzia sulla resistenza e sulla stabilità di qualsiasi cosa si ponga di realizzare. Se non si è capaci di eseguire calcoli appropriati, la cosa più semplice da fare è costruire un modello o altrimenti ingrandire in scala una versione precedente della stessa struttura, più piccola e coronata da successo. Prima dell'avvento dei calcolatori nell'ingegneria civile, questa era proprio la strada maestra che si seguiva per progettare strutture di una certa entità, ovvero studiare il comportamento strutturale di un modellino in scala ed estrapolare poi i risultati come verifica per la realizzazione della struttura originale. Per citare un esempio, prima della costruzione della famosa cattedrale gotica di Reims in Francia i costruttori medioevali, data la complessità dell'opera, realizzarono un modello in scala fatto di muratura ed intonaco lungo fino a 18 metri in modo da testare la stabilità delle volte e degli archi rampanti. Per gli antichi costruttori la pratica su un modello contava di più della grammatica delle ricette costruttive tramandate dalla tradizione. Oggigiorno benché la simulazione numerica stia oramai la padrona indiscussa nella progettazione di sofisticate costruzioni, ancora oggi edifici con particolari proprietà vengono studiati in laboratorio in scala ridotta. Per citare un esempio recente, basti pensare che il celeberrimo grattacielo Burj Khalifa da poco realizzato a Dubai: prima della realizzazione è stato studiato per mezzo di un prototipo in scala nella galleria del vento. Sono state indagate sul modello le azioni che la struttura avrebbe dovuto sopportare durante le tempeste del deserto.

Non sono da meno tutte le prove che si realizzano su tavola vibrante di manufatti in scala che cercano di testare le nuove tecnologie costruttive sismoresistenti e le soluzioni tecniche d'avanguardia nella progettazione strutturale di forme inconsuete. La differenza sostanziale tra l'utilizzo antico dei modelli e quello odierno, è che nel primo caso si ricercava la stabilità dell'intero corpo di fabbrica, ora invece viene preferito lo studio della resistenza e della rigidezza di una struttura.

Il processo sopra enunciato, di passare dalla verifica di un modello alla sua realizzazione a grandezza naturale, ha interessato la storia dell'ingegneria dagli albori fino ai giorni nostri, ma solo recentemente si è iniziato ad applicare questo processo in maniera inversa : passando dallo studio delle opere esistenti al modello.

Il problema che si intende risolvere è questo : data una costruzione esistente si vuole studiarne il comportamento meccanico e valutarne la capacità portante senza però intervenire sul corpo di fabbrica.

In questo caso a seguito di rilievi geometrici, di indagini diagnostiche sul materiale, dinamiche e statiche sulla struttura, storiche sulla tipologia costruttiva e di tipo comparativo con strutture analoghe note si cerca di ricreare un modello teorico che permetta di inquadrare il comportamento meccanico del corpo di fabbrica e ricavare quelle informazioni come la stabilità, il coefficiente di sicurezza in ambito sismico che non possono essere ottenute direttamente. Dato che quasi mai è possibile indagare la capacità portante di una struttura come un ponte tramite una prova distruttiva per ovvie ragioni, si cerca di ripiegare queste indagini andando a testare un modello in scala che colga nel complesso quelle che sono le caratteristiche salienti del manufatto in esame.

Il compito di realizzare un modello fedele in scala ridotto è spesso un'operazione molto difficile perché si scontra con l'antica 'proporzione sesquilatera' che, enunciata per la prima volta da Galileo, recita così : ' La resistenza di qualsiasi struttura che è soggetta a rompersi perché il materiale si spezza, non può essere predetta in base a modelli o passando in scala a versioni più grandi della struttura di cui si ha esperienza '. Oggi questa particolare soluzione viene ben inquadrata nella teoria sulla similitudine dei modelli e diventa chiara non appena si pensa ad una struttura che, passando da una certa scala ad una dimezzata, riduce il suo peso di circa 8 volte, mentre le sezioni resistenti si riducono solo di un fattore 4, lo sforzo che decresce linearmente con le dimensioni si riduce di metà. Tutto questo porta spesso ad un diverso stato tensionale rispetto alla struttura originaria e anche se in buona misura questo ostacolo può essere aggirato ricorrendo a materiali diversi per la costruzione del modello, più leggeri, buona parte dell'informazione relativa al comportamento meccanico originario viene inevitabilmente perduta. E una volta testato il modello risulta poi complesso cercare di estrapolare i risultati della prova sperimentale verso il comportamento della struttura reale.

Alla luce di quanto detto in questo capitolo viene descritto lo studio effettuato su di un modello in muratura che ricalca quanto più possibile le caratteristiche del ponte sulla Lizzanese già studiato nel capitolo precedente.

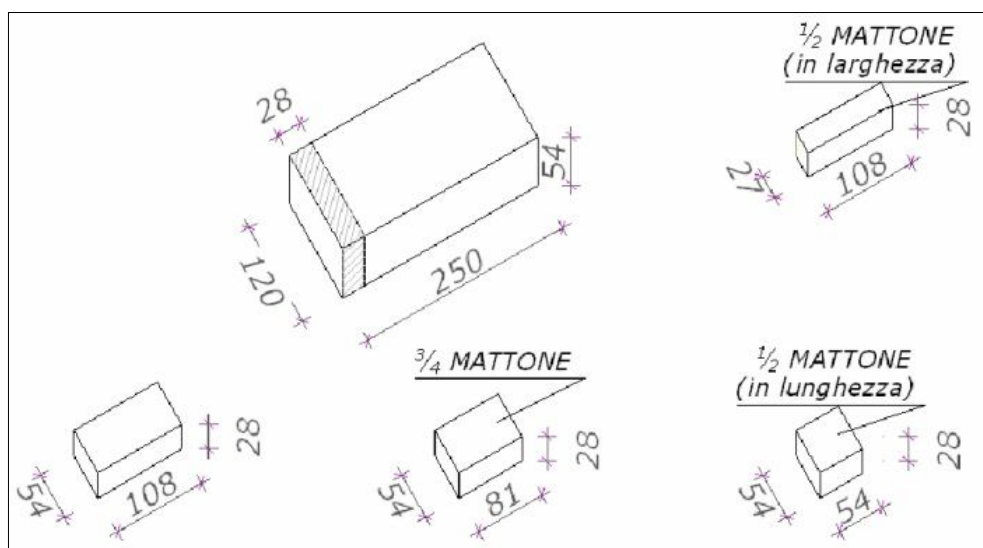
## 5.2 Scelta dei materiali

Prima di iniziare a descrivere il modello che è stato realizzato, quale controfigura del ponte reale, è bene soffermarsi ad analizzare alcuni aspetti che differenziano il modello dalla struttura reale.

Il materiale che costituisce il ponte esistente sulla via Lizzanese è diversificato perché in parte è composto da blocchi di pietra in arenaria, in parte è composto in muratura e in parte da materiale incoerente di riempimento. Inoltre i vari elementi strutturali costituenti le arcate ed i timpani presentano tra loro una diversità nelle dimensioni e nell'orditura muraria. Tutte queste

caratteristiche eterogenee prese in considerazione dovrebbero in una qualche misura essere riprodotte anche in un modello in scala che cerchi di rappresentare compiutamente le proprietà meccaniche della muratura. Ma a causa di limitazioni pratiche quali, il reperimento di materiali corrispondenti il ponte reale, (es. difficile reperibilità di mattoni di vecchia data), complessità costruttiva, costi eccessivi, ecc ... si è pensato di ricreare la muratura del modello per mezzo di mattoni in cotto moderni e di utilizzare un'unica tipologia muraria. Questo forse potrebbe rappresentare una semplificazione eccessiva del problema, ma ciò che importa è che il modello dia una rappresentazione della realtà essenziale, come succinta è l'informazione rappresentata da una cartina geografica che indica la topografia stradale, ma non rappresenta ogni singola informazione del paesaggio circostante. Altrimenti la realizzazione diventa necessariamente onerosa e a volte troppo complessa per essere di qualche utilità.

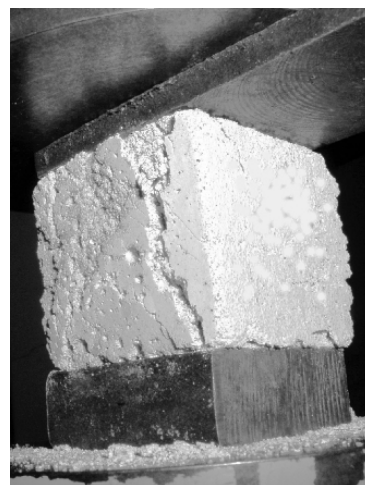
I mattoni che sono stati impiegati, provenivano dalla filiera della ditta San Marco (mod. Classico), per loro caratteristica hanno una non perfetta geometria: difatti essendo impiegati come faccia a vista nelle costruzioni, sono realizzati con tecnologia produttiva a pasta molle (non trafilato), mediante stampaggio in apposite casseforme "all'antica maniera". Di fronte quindi alle misure dichiarate dalla casa produttrice di 12 x 25 x 5,5 e dato che la disposizione dei mattoni già a partire dai piedritti doveva essere millimetrica, è stato rilevato uno spessore dei mattoni pressoché costante e uguale a 54 mm. Le dimensioni dei mattoni utilizzate sono state perciò 5,4 x 10,8 x 2,8 (2,8 perché lo sviluppo in altezza della carpenteria metallica prevedeva questa misura). Sono stati realizzati quindi a partire dal blocco industriale una media di sette mattoni per ogni laterizio.



Il taglio dei mattoni è stato effettuato con sega circolare raffreddata ad acqua per ricavare quelli adibiti alla costruzione dei piedritti, delle volte e dei muri di testa.

Per quanto riguarda la malta impiegata nella costruzione è stata utilizzata la ricetta di malta bastarda con le seguenti parti in volume :

PARTI IN VOLUME	DESCRIZIONE
1	Calce idrata (grassello di calce [Fassa Bartolo])
1	Cemento Portland R32,5 (bassa resistenza)
8	Sabbia (quarzosa, la più fine perché, per quanto possibile, in scala col modello: granulometria < 0,5 mm (reperibile di granulometria minima = 0,4 mm)
2	Acqua minerale naturale non gassata



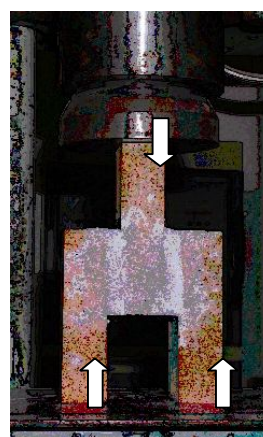
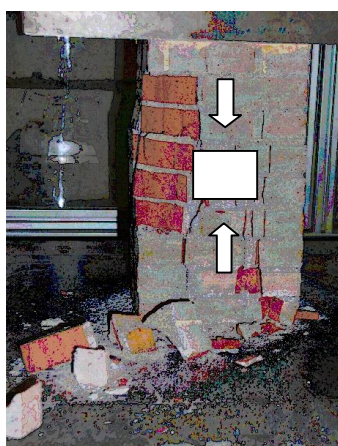
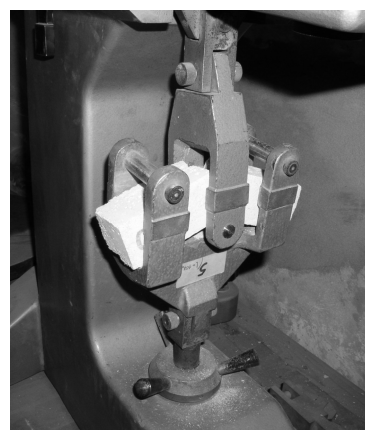
Con questa tipologia di malta sono stati realizzati dei provini che sono stati successivamente testati a trazione, flessione e compressione ottenendo i seguenti valori medi di rottura :

Resistenza a flessione = 2,0 Kg/cm<sup>2</sup>

Resistenza a trazione = 1,8 Kg/cm<sup>2</sup>

Resistenza a compressione = 7,8 Kg/cm<sup>2</sup>

Dopo aver ricavato sperimentalmente le caratteristiche meccaniche della malta è stato indagato il comportamento della muratura. Sono stati creati dei conci di muratura che sono stati testati a compressione monoassiale e a taglio come mostrato in figura.



Dalle prove sono stati ricavati i seguenti valori di rottura :

Resistenza a compressione = 90 Kg/cm<sup>2</sup>

Resistenza a taglio = 1,1 Kg/cm<sup>2</sup>

### 5.3 Descrizione del modello

Il modello del ponte è stato realizzato a partire da un basamento in acciaio con la sola funzione portante, che mimava le caratteristiche d'alveo del fiume. I mattoni impiegati nella costruzione della muratura avevano dimensioni lineari dimezzate rispetto un mattone standard, mentre la geometria originaria globale del ponte è stata ridotta di un fattore trenta con le seguenti dimensioni :

Lunghezza totale ponte : 215 cm

Larghezza : 29 cm

Altezza totale : 67 cm

Numero arcate : 3

Le pile caratterizzate dalle seguenti misure :

Larghezza : 17 cm

Lunghezza : 23 cm

Altezza fino all'imposta arco centrale : 29 cm

Volte con luce :

Arcata principale : 60 cm

Arcata secondaria : 30 cm



Per simulare il riempimento incoerente dell'impalcato tra i due timpani l'interno superiore del modello è stato riempito con sabbia, malta quasi asciutta e frammenti di mattone.





## 5.4 Analisi di similarità del modello

La realizzazione di un prototipo in scala è un'operazione molto delicata e per essere svolta correttamente è necessario ricorrere a condizioni di similitudine basate sulla teoria dei modelli, che si fonda a sua volta sull'analisi dimensionale dei fenomeni fisici relativi al comportamento meccanico delle strutture. Ciascun problema ingegneristico può essere descritto quantitativamente per mezzo di grandezze fisiche quali lunghezza, forza, tempo...., legate tra loro per mezzo di relazioni matematiche. Per ricorrere all'analisi dimensionale come primo punto occorre che ogni descrizione matematica del fenomeno deve poter essere espressa sotto forma di relazioni omogenee, ovvero queste equazioni devono essere valide indipendentemente dall'unità di misura scelta per quantificare le grandezze fisiche.

Una volta compiuto questo passo si può ricorrere al teorema di Buckingham (1914) che afferma che una qualsiasi relazione matematica dimensionalmente omogenea 'F' che coinvolge 'n' variabili fisiche può essere semplificata in un'altra espressione 'Π' in 'm' variabili adimensionali ( $m < n$ ), con 'm' dato dalla differenza tra le 'n' variabili (composte e semplici) in gioco e le 'r' variabili indipendenti presenti nel problema base.

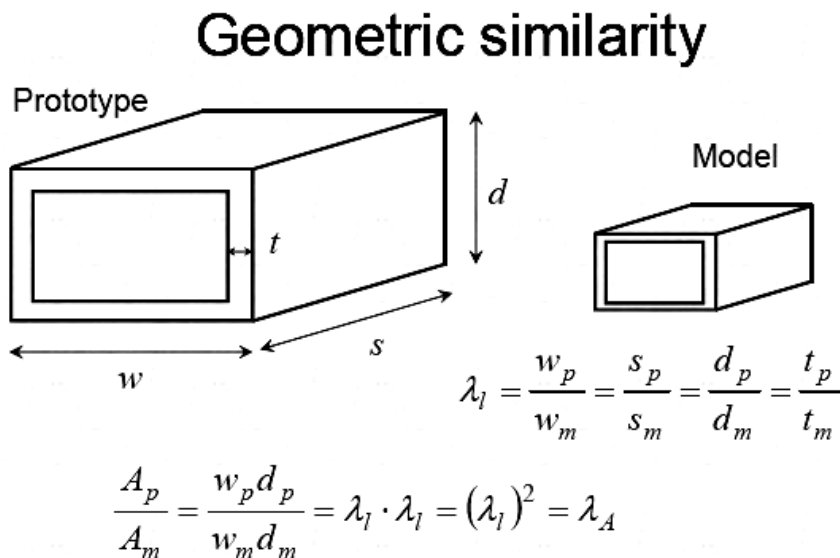
Le equazioni così riscritte in variabili adimensionali possono essere esplicitate sia per la struttura reale sia per il modello in scala e quando ciascuna di queste espressioni è uguale e nel modello e nella struttura, si ricade nel caso di 'completa similarità'. In questo modo ogni caratteristica significativa presente nella struttura è stata correttamente tradotta nel prototipo in scala e si possono estrapolare risultati adeguati, passando da prove di laboratorio alla realtà.

Se non c'è corrispondenza tra una o più equazioni matematiche adimensionali, tra il modello e l'oggetto in studio, si parla di similarità adeguata o similarità del primo ordine, dove comunque previsioni su caratteristiche fondamentali del fenomeno reale possono essere studiate.

Procedendo verso il basso si può giungere ad una 'similarità distorta', dove le condizioni di progetto sono violate o una completa 'dissimilarità', in cui nessuna corrispondenza tra il modello e la realtà è possibile.

Le condizioni che permettono di descrivere la similarità presente tra un modello in laboratorio ed una struttura reale possono essere ricavate risolvendo ciascuna delle equazioni adimensionali sopra menzionate in funzione del fattore di scala ' $\lambda$ ' per ciascuna variabile indipendente coinvolta nel fenomeno. Ad esempio il fattore di scala della lunghezza ' $\lambda_L$ ' è definito come il rapporto tra la lunghezza in una direzione della struttura e la relativa lunghezza nel modello in scala. Affinché ci sia similarità tutti i fattori di scala associati alla stessa variabile devono essere identici.

I fattori di scala per le variabili dipendenti rimanenti possono essere calcolati sulla base delle relazioni stabilite dalle equazioni 'II' in variabili adimensionali.



Nello studio dei problemi strutturali con le grandezze fisiche di base quali forza, massa, lunghezza e tempo per riscontrare similitudine nei modelli deve sempre essere rispettata la seguente relazione tra i fattori di scala :

$$\lambda_F = \frac{\lambda_L \lambda_M}{\lambda_T^2}$$

dove  $\lambda_F$  è il fattore di scala tra le forze,  $\lambda_M$  è il fattore di scala tra le masse,  $\lambda_L$  è il fattore di scala tra le lunghezze,  $\lambda_T$  è il fattore di scala dei tempi.

Nel caso di prove statiche il fattore di scala rispetto al tempo può essere trascurato, inoltre l'espressione può essere riscritta in funzione di caratteristiche meccaniche più consone alla descrizione della struttura :

$$\lambda_L = \frac{\lambda_E}{\lambda_\rho}$$

dove il fattore di scala della lunghezza  $\lambda_L$  è legato al fattore di scala dei moduli elastici  $\lambda_E$  dei materiali e dei pesi specifici  $\lambda_\rho$ .

Se si torna al modello del ponte presentato nel paragrafo precedente, ora possono essere fatte alcune considerazioni fondamentali. La geometria del modello è stata ridotta di un trentesimo dunque  $\lambda_L$  risulta essere 30, ponendo come ipotesi semplificativa  $\lambda_E \approx 1$  (materiali con un modulo elastico molto vicino), si ricava che  $\lambda_\rho$  deve essere pari a 1/30, ovvero il modello di ponte deve essere costituito da un materiale con densità elevatissima, superiore a quella dell'oro. Per ovviare a questo problema si può procedere caricando il modello con una massa aggiuntiva che vada a sopperire

questo difetto. Il sovraccarico che si deve sommare al modello in funzione del suo peso è dato dalla seguente relazione :

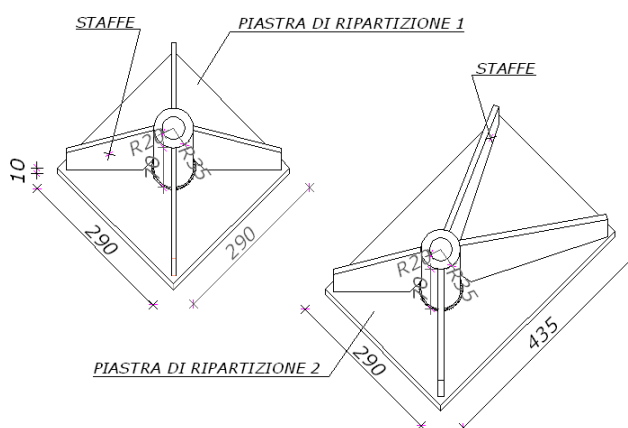
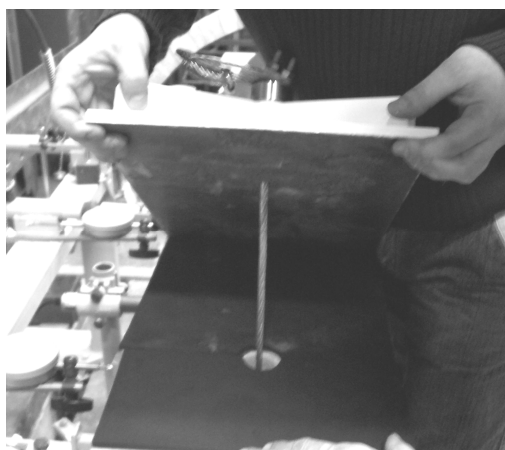
$$\Delta m = m_M ( 1 - \lambda_p )$$

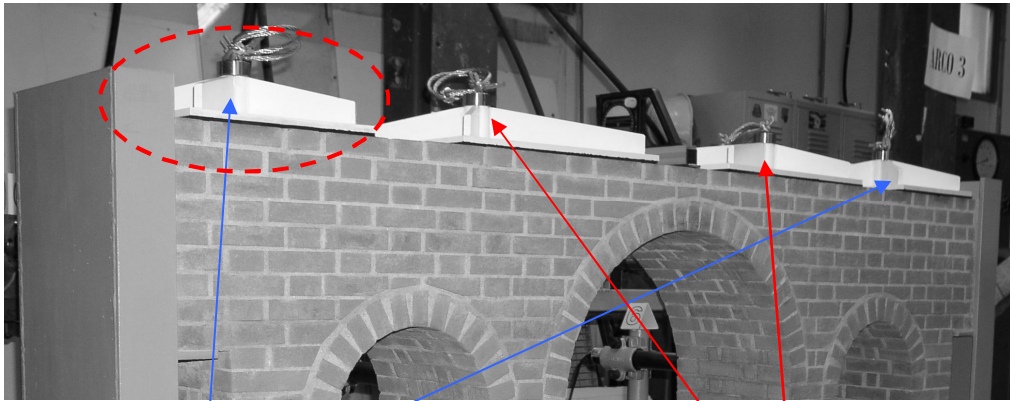
dove  $\Delta m$  è il sovraccarico,  $m_M$  è il peso del modello e  $\lambda_p$  è il fattore di scala dei pesi specifici. Inserendo i dati numerici si ottiene che per compensare il fattore di scala della densità è necessario incrementare il modello con una zavorra che pesa 29 volte il peso del modello. Se si fosse realizzato il modello con un materiale con modulo elastico più scadente, tramite mattoni in polistirolo ad esempio, la zavorra sarebbe potuta essere ridotta notevolmente.

### 5.5 Applicazione di sovraccarico con zavorra

Prima di procedere all'effettiva realizzazione del modello sono stati presi degli accorgimenti che avrebbero reso più semplice la fase di esecuzione. In corrispondenza dei quattro fori del diametro di 40 mm posti al centro delle piastre del basamento di geometria rettangolare sono stati inseriti quattro tubi in pvc Ø 40 mm : questi hanno consentito di lasciare all'interno del modello le cavità nelle quali passare al termine della fase di muratura i cavi d'acciaio ai quali sarebbe stata fissata la zavorra. Per aumentare il peso proprio del modello sono state posizionate quattro zavorre: allo scopo erano state preparate quattro aste porta pesi in acciaio del peso di Kg. 9,200 ciascuna. Queste sono state posizionate in corrispondenza dei fori lasciati nel modello durante la muratura. Sulla sommità della muratura sono state posizionate quattro piastre di ripartizione alle quali sono state ancorate le aste porta pesi mediante cavi d'acciaio e morsetti. Le piastre di ripartizione poggiano su spessori in gomma per tutta la superficie: in questo modo è assicurata la ripartizione del carico evitando il contatto diretto dell'acciaio con eventuali asperità della muratura.

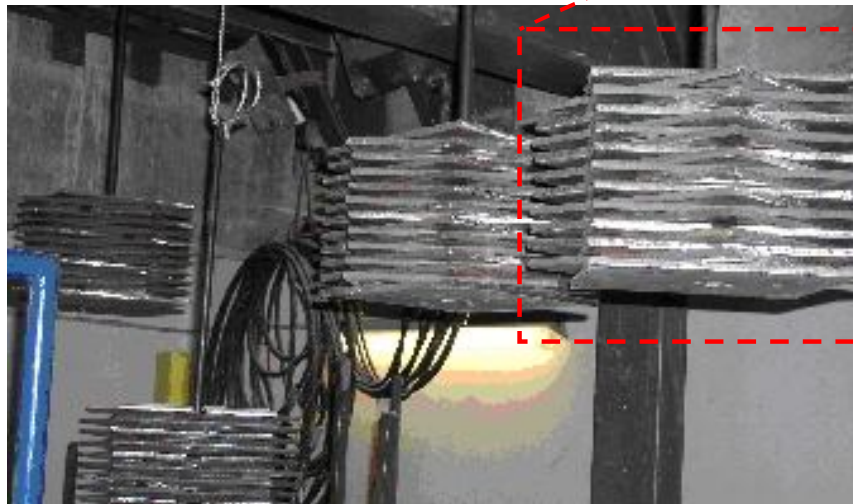
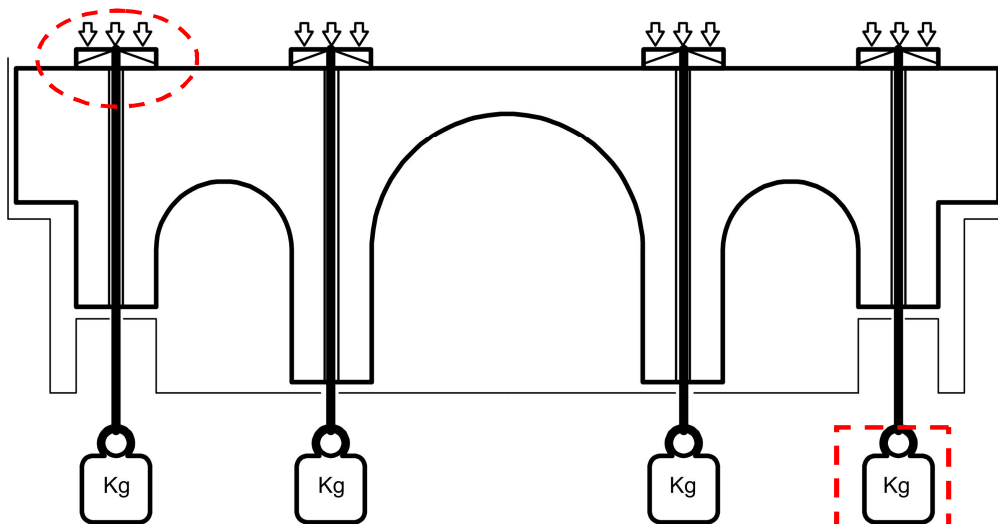
Sulle aste portapesi è stato quindi applicato il carico aggiuntivo con l'utilizzo di 80 piastre metalliche del peso di Kg. 6,900 ciascuna.





Piastra di ripartizione 1 sulle pile laterali dal peso di 10,210 Kg

Piastra di ripartizione 2 sulle pile centrali dal peso di 14,400 Kg



Determinazione del peso totale del modello:

A: Area di una faccia del modello:

$$A = 2 \times [(0,297 \times 0,1535) + (0,528 \times 0,168) + (0,2703 \times 0,2795) + (0,693 \times 0,168) + (0,108 \times 0,302) + 0,0195 + 0,0083] = 0,7731 \text{ mq}$$

S: Spessore del modello  $S = 28,8 \text{ cm} = 0,288 \text{ m}$

V: Volume totale del modello  $= 0,7731 \times 0,288 = 0,223 \text{ mc}$

Peso totale del modello in muratura :  $0,223 \times 1850 \text{ Kg/mc.} = 412,55 \text{ Kg.}$

Il carico aggiuntivo verticale applicato al modello per mezzo delle piastre è pari a :

$$P = 2 \cdot [10,210 + 14,400] + 80 \cdot 6,900 + 4 \cdot 9,200 = 638,02 \text{ Kg.}$$

Riassumendo i vari pesi si ha che :

Peso totale muratura	412,55 Kg
Peso totale piastre di zavorra	638,02 Kg
Peso totale modello	<b><u>1050,57</u> Kg</b>

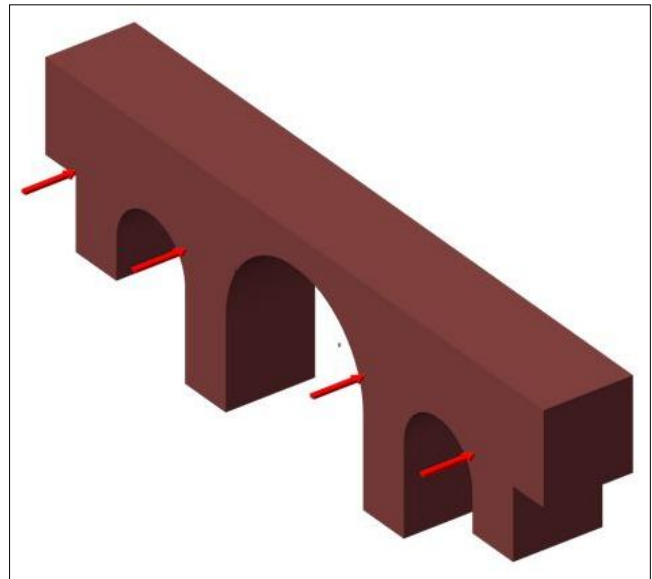
Peso struttura d'acciaio di basamento	301,54 Kg
---------------------------------------	-----------

Peso complessivo modello più basamento	<b><u>1352,11</u> Kg</b>
--	--------------------------

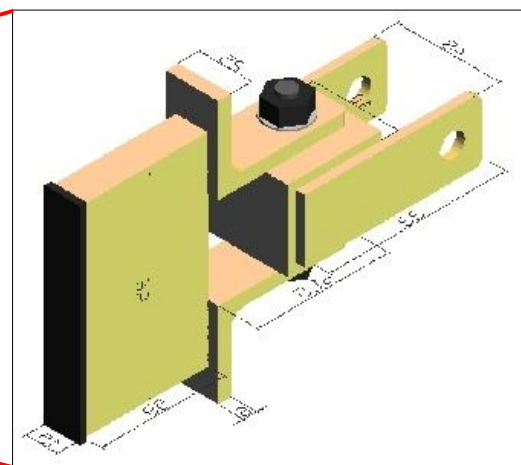
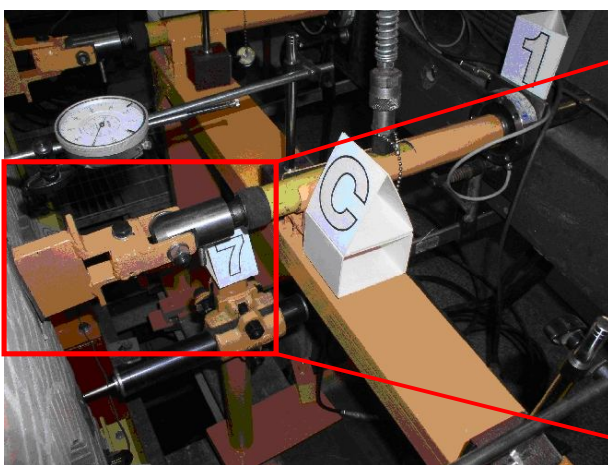
Dei valori sopra elencati quello più rappresentativo è il peso totale del modello escluso il basamento, perché il basamento funge solo da vincolo e da supporto quale rappresentazione della sezione d'alveo mentre il peso del modello può essere confrontato con i valori di carico a cui è stato assoggettato il prototipo. E' importante far notare che la zavorra applicata al modello è molto lontana in peso alle 29 volte calcolate tramite l'analisi dimensionale, per questo motivo i risultati che verranno mostrati in seguito devono essere analizzati alla luce della distorsione di similarità presente. Se si fosse rispettato il fattore di scala delle masse in accordo con quanto previsto dalla teoria dei modelli, il peso del prototipo in scala sarebbe dovuto essere di circa 12,4 t .

## 5.6 Descrizione della prova

Per valutare la capacità portante sotto azione sismica del prototipo, si è pensato di sottoporre il modello ad una prova push-over sotto l'azione di carichi orizzontali variabili. I carichi sono stati realizzati tramite un sistema di quattro forze centrate nei baricentri tra le pile. Le forze si considerano solo spingenti in modo quasistatico, e agiscono premendo lateralmente su un prospetto del modello. Il centro di ciascuna forza è posizionato sull'asse verticale delle pile, ad un'altezza dal basamento di 557



mm. La trasmissione di queste forze avviene tramite quattro cilindri azionati da una pompa oleodinamica. Il contatto tra i cilindri e la superficie del modello è assicurato da un giunto di tipo cardanico realizzato in officina.



Alla base dei due piedritti laterali sono stati posizionati quattro omega che registrano gli spostamenti dovuti a compressione e a trazione dei piedritti in quei punti. Si è provveduto poi all'installazione dei comparatori per l'analisi dello spostamento lineare: alla base dei due piedritti centrali, ad un'altezza dal basamento di 326 mm. sono stati posizionati due comparatori a pistone;



mentre in corrispondenza dell'ultimo corso di mattoni sono stati posizionati cinque comparatori a quadrante ad un'altezza dal basamento di 689 mm come evidenziato nell'immagine precedente.

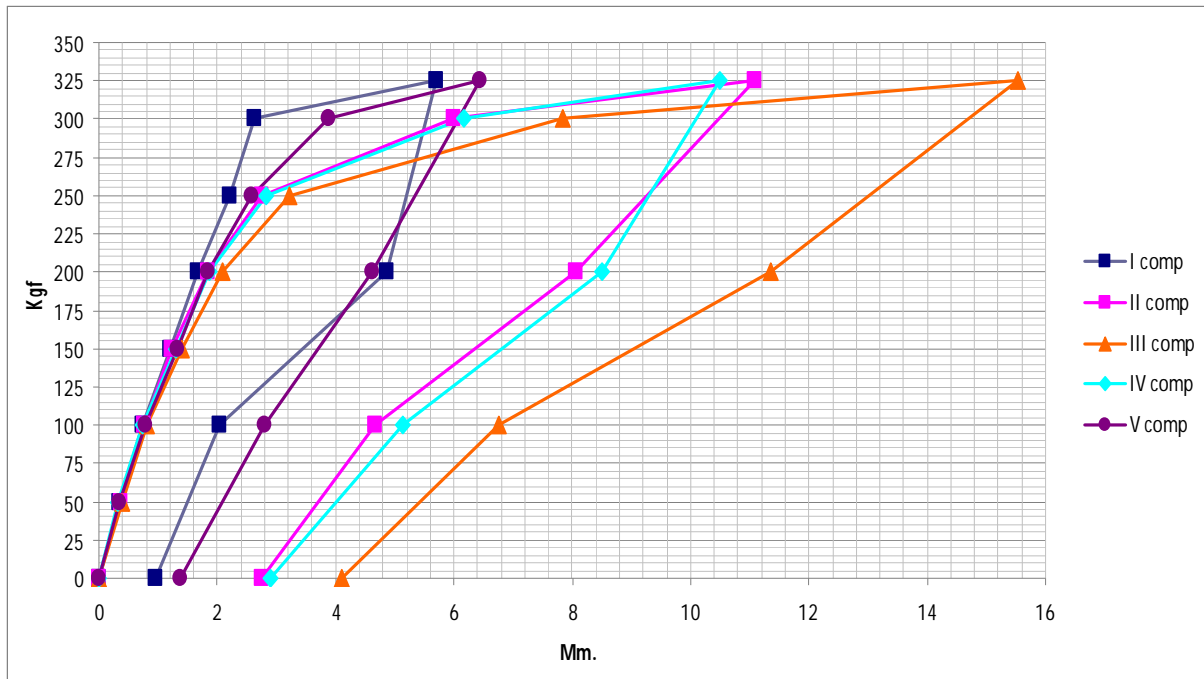
La prova è stata caratterizzata da una fase di carico fino all'apertura di lesioni in chiave sulla volta principale e alla spalle del modello e successivamente ad una fase di scarico in cui è si è evidenziato una deformazione residua dovuta al danneggiamento. Di seguito viene riportato in tabella l'andamento del carico agente su uno dei quattro martinetti, dato che agivano in maniera sincrona, e lo spostamento misurato su ciascuno dei cinque comparatori a quadrante posti nella fascia di coronamento della muratura durante la prova di push over.

Tabella carico - spostamenti azione orizzontale					
I comp (mm)	II comp (mm)	III comp (mm)	IV comp (mm)	V comp (mm)	carico su un martinetto ( Kgf )
0	0	0	0	0	0
0,35	0,38	0,39	0,33	0,35	50
0,74	0,75	0,81	0,73	0,78	100
1,20	1,24	1,40	1,30	1,33	150
1,66	1,84	2,08	1,88	1,85	200
2,20	2,75	3,21	2,83	2,57	250
2,62	5,99	7,84	6,16	3,89	300
5,69	11,09	<b>15,53</b>	10,5	6,44	<b>325</b>
4,86	8,05	11,36	8,50	4,63	200
2,03	4,68	6,75	5,13	2,79	100
0,97	2,75	4,10	2,91	1,37	0

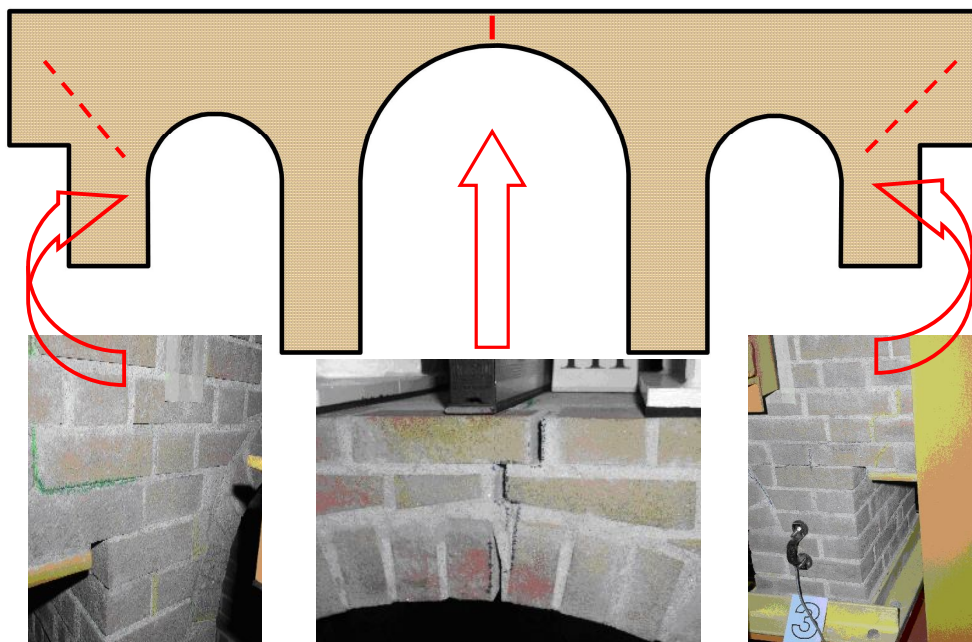
E' interessante notare che lo spostamento massimo raggiunto durante la fase di collasso nel comparatore ' III ' posto in chiave nell'arcata centrale è risultato essere di 1,6 cm pari circa 1 / 140 dello sviluppo del ponte, corrispondente ad un carico totale associato ai quattro martinetti di 1300 Kg. Questo carico orizzontale di collasso è enorme se paragonato al peso proprio del solo modello pari a 1050 Kg che viene superato di un buon 20 %. Questo risultato deve essere analizzato alla luce del fatto che nel modello non è stata ridotta correttamente la resistenza della muratura e il suo peso specifico. Il comportamento della struttura durante la prova è risultato essere elastico lineare fino ad un valore di carico complessivo di circa 1000 Kg ( 250 Kg per ciascun martinetto) per poi iniziare a collassare con danneggiamento una volta superata questa soglia. Di seguito viene riportato



il grafico carico-spostamento relativo ai cinque punti in sommità misurati dai comparatori in funzione della forza impressa relativamente ad un unico martinetto.



Le lesioni relative al collasso si sono manifestate in mezzeria sulla parete libera raggiungendo un'apertura di fessura pari a 6,46 mm. Sulle pile centrali del ponte alle imposte della volta dal lato libero si sono evidenziate delle piccolissime crepe orizzontali nei corsi di malta, invece ai piedi delle pile si è verificato un distaccamento dal basamento causato dalla rotazione della sezione di base. Sulla faccia retrostante del modello, dalle parte dei martinetti, si sono verificate delle fessurazioni diffuse sulle spalle del ponte ad andamento diagonale.





## 5.7 Consolidamento del ponte

Dopo aver scaricato il ponte danneggiato dalla prima prova di push over, il prototipo è stato ricondotto alla configurazione indeformata con l'ausilio di morsetti ed in seguito è stato rinforzato con un consolidamento mirato in punti chiave critici : alla base delle pile per impedire il distacco dal basamento e nella fessura in chiave della volta centrale per aumentare la resistenza a rottura.

Sulle pile è stato applicato un composito GFRCM (glass fiber reinforced cement matrix) La malta usata per il composito GFRCM è stata ottenuta con la miscelazione di 400 g di cemento Portland 42,5; 1200 g. di sabbia; 77,5 g. di fumi di silice Mapeplast SF; 77,5 g. di superfluidificante Mapefluid PZ 500 e 280 g. di acqua. Le reti impiegate sono state ricoperte con una miscela di resine che conferisce stabilità dimensionale e alta protezione dall'aggressione degli alcali. Nell'installazione si è avuto l'accortezza di lasciare un lembo di fibra eccedente verso il telaio di fissaggio. Questa parte eccedente è stata poi ancorata con malta strutturale all'acciaio. In questo modo è stato ripristinato l'incastro dei piedritti con la struttura di base. Il rinforzo alla base delle pile è stato realizzato su entrambe le facce dei piedritti per uniformare l'intervento a quello che sarebbe realizzabile nella realtà; infatti, anche se l'azione della spinta nella fase sperimentale è avvenuta da una direzione prestabilita, in caso di sisma questo non avviene ma anzi vengono interessate entrambe le facce del piedritto.

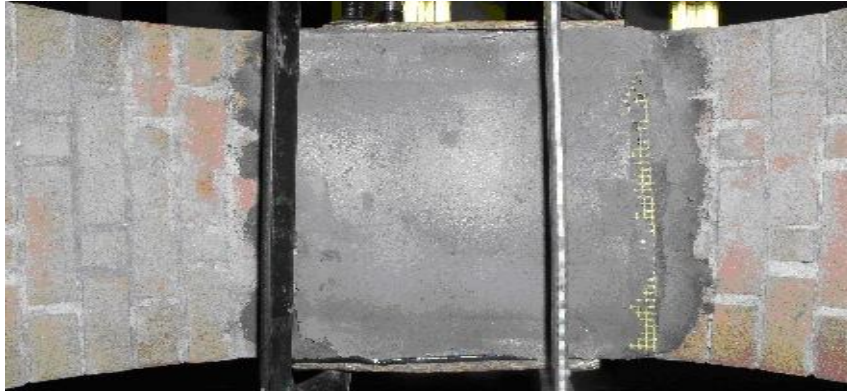


Il consolidamento della chiave dell'arco è avvenuto in tre passi:

- sono stati praticati dei solchi profondi ca. 5 mm. nell'ultimo e nel penultimo giunto di malta per alloggiare due barrette in fibra di carbonio a sezione rettangolare in modo da cucire e rinforzare a flessione la parete libera del modello.



- all'intradosso dell'arco centrale, in corrispondenza della lesione, è stato applicato lo stesso composito GFRCM utilizzato per la base delle pile. Per l'esecuzione è stata utilizzata una centina fissata all'intradosso dell'arco mediante una serie di morsetti apposti sulla sommità del modello.



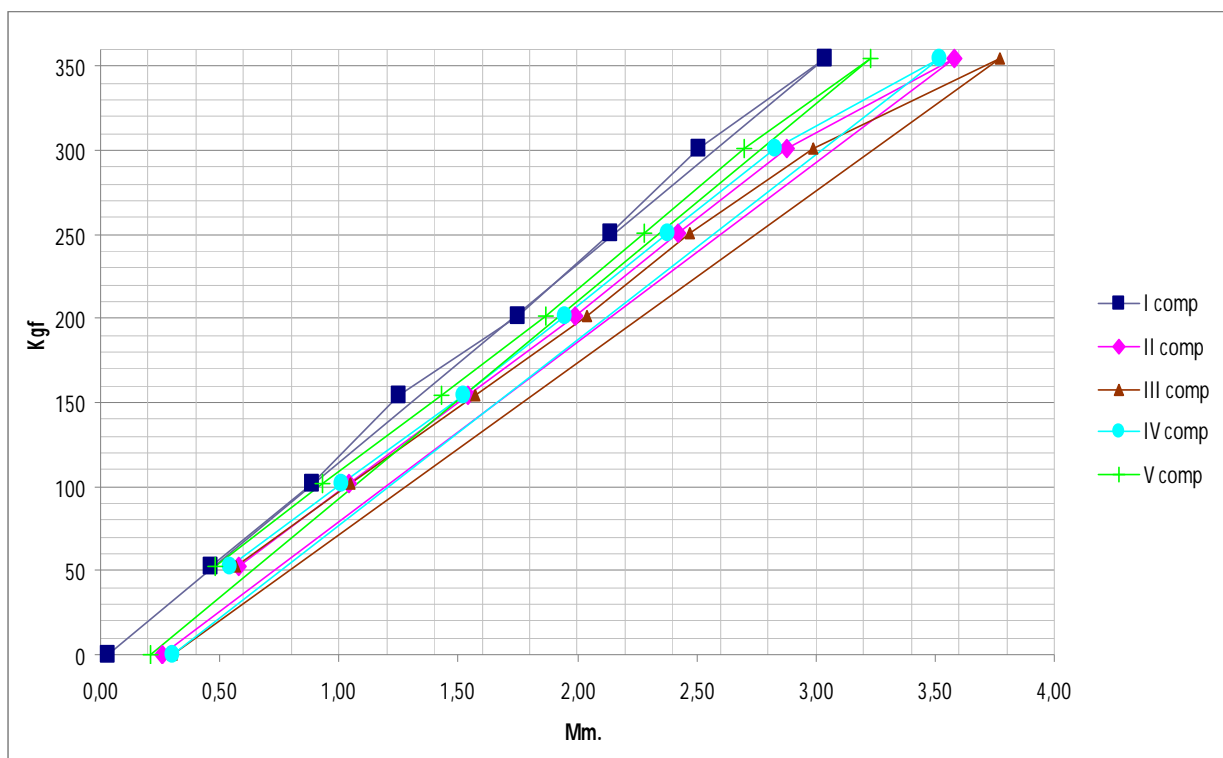
- in corrispondenza della lesione in chiave è stato ripristinata la continuità della struttura per mezzo della colatura di resina epossidica per iniezioni Starcement 4/D1. Per agevolare l'inserimento della resina e garantire che raggiungesse le microfratture venutesi a creare nella sezione in chiave durante la prova sperimentale sono stati praticati dei fori dai quali sono stati poi aspirati i detriti.



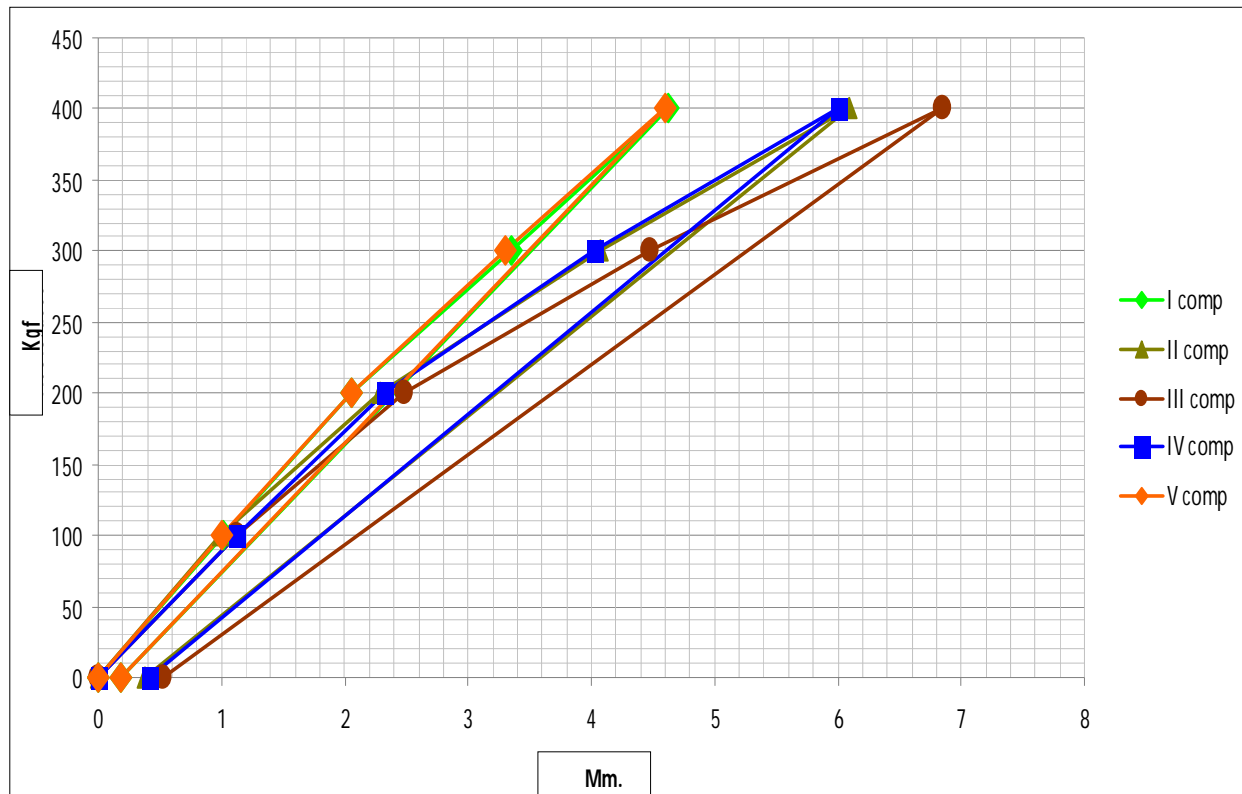
## 5.8 Seconda prova push-over con prototipo fibrorinforzato

Una volta giunta a maturazione la malta utilizzata per l'applicazione del composito GFRCM, prima di portare nuovamente a collasso il ponte si è proceduto ad una ulteriore analisi sperimentale per verificare l'elasticità del modello. Il prototipo è stato caricato orizzontalmente con il medesimo apparato di martinetti testandolo ciclicamente per tre volte. Di seguito viene riportato l'andamento del terzo ciclo.

Tabella carico-spostamenti ponte rinforzato III ciclo					
I comp	II comp	III comp	IV comp	V comp	carico su un Martinetto
(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(Kgf)
0,46	0,58	0,57	0,54	0,48	53
0,89	1,04	1,05	1,01	0,93	102
1,25	1,54	1,57	1,52	1,43	154
1,75	1,99	2,04	1,95	1,87	201
2,14	2,42	2,47	2,38	2,28	251
2,51	2,88	2,99	2,83	2,7	301
<b>3,04</b>	<b>3,58</b>	<b>3,77</b>	<b>3,52</b>	<b>3,23</b>	<b>355</b>
0,03	0,26	0,30	0,30	0,21	0



Quello che salta subito agli occhi è che il carico raggiunto in questo caso con il fibrorinforzo è superiore a quello ottenuto nel test precedente ( 350 Kg contro 325 Kg ) senza però riscontare lesioni significative e con uno spostamento in mezzzeria ridotto ad un quarto ( 4 mm contro 16 mm). La risposta inoltre appare elastica e lineare, senza nessuna deformazione permanente dovuta a danneggiamento.



Dopo questa fase il modello è stato ritestato altre due volte con cicli di carico che raggiungevano un valore totale pari a 1600 Kgf ( 400 Kgf per martinetto ) come mostrato relativamente al secondo ciclo nel diagramma seguente.

Sebbene la risposta appaia ancora elastica, il modello durante il secondo ciclo di carico ha iniziato a fessurarsi nuovamente. Sono state rilevate nuovamente lesioni significative in chiave, intervenute lateralmente al consolidamento eseguito per mezzo della colatura di resina epossidica per iniezioni e altre fessure diagonali di maggiore entità intervenute nei quattro piedritti come evidenziato nelle immagini a fianco.



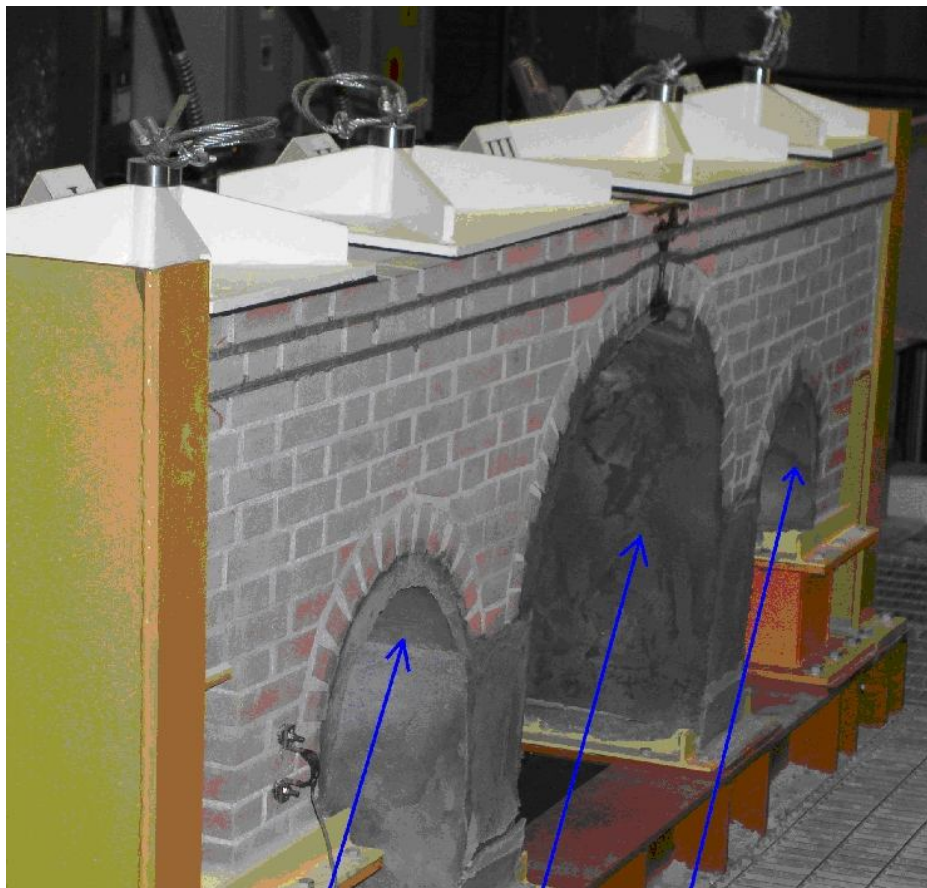


Nonostante questo la situazione del ponte non appare così grave come nel caso privo di fibrorinforzo, mostrando come la tipologia di consolidamento impiegata abbia avuto una notevole influenza sulla nuova capacità portante del prototipo riducendo di fatto quelli che sono gli spostamenti orizzontali alla metà.

#### 5.9 Terza prova push-over con modello consolidato per la seconda volta

Essendosi verificato un nuovo quadro fessurativo, prima di portare completamente a collasso il modello con un nuovo test di carico, si è intervenuti nuovamente con una seconda riparazione del modello in muratura: l'intervento previsto ha interessato la pile dei tre archi e gli archi stessi.

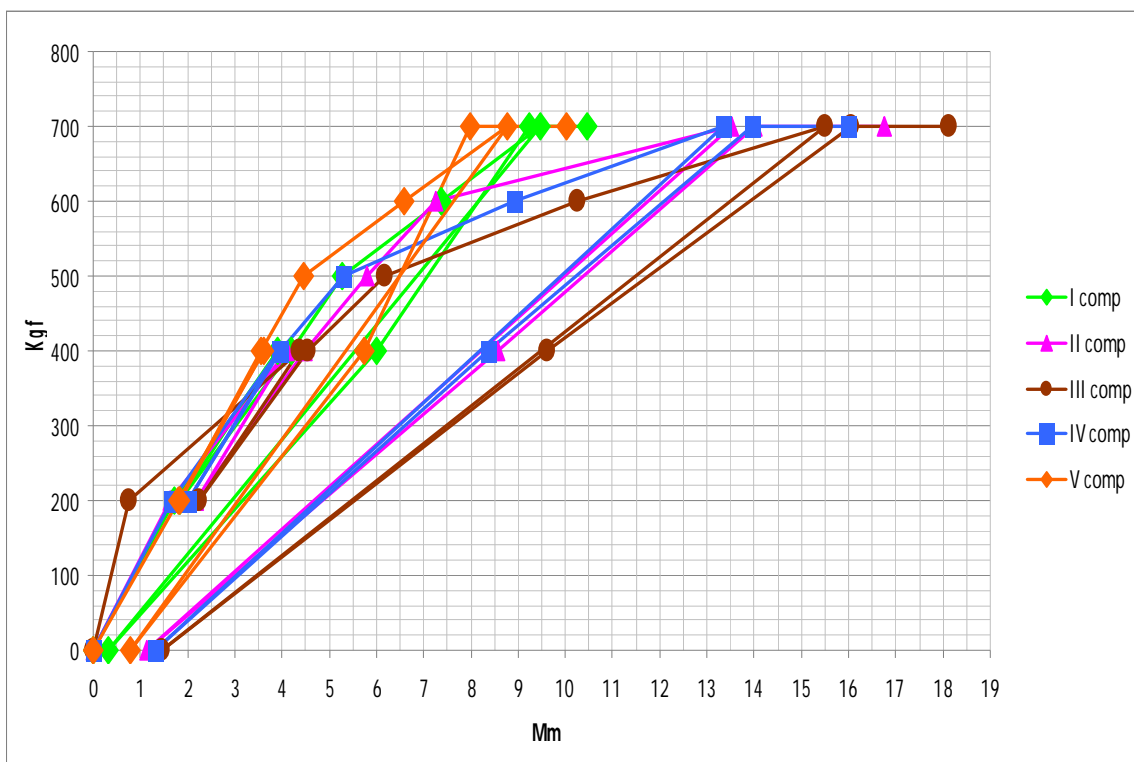
Sulle pile e all'intradosso degli archi è stato applicato un nuovo strato di composito GFRCM (matrice di cemento rinforzato con fibre di vetro). Lo spessore del composito, per la difficoltà di applicazione su superficie curve di così ridotto raggio è variato da 1 a 2 cm circa.



*Consolidamento eseguito con applicazione all'intradosso degli archi e lungo le facce interne dei piedritti del composito GFRCM  
Lo spessore varia da 1 a 2 cm.*

Una volta giunta a maturazione la malta utilizzata per l'applicazione del composito GFRCM, si è proceduto ad un'ultima analisi sperimentale per portare al collasso definitivo il modello e testare il contributo resistente dei fibrorinforzati. Di seguito viene riportato la storia ultima della prova.

Tabella carico-spostamenti ponte rinforzato - prova finale						
comp I	comp II	comp III	comp IV	comp V	carico su un Martinetto (Kgf)	
(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)	(Kgf)	
0	0	0	0	0	0	I Ciclo
1,73	1,62	0,75	1,66	1,8	200	
3,91	4,11	4,38	3,92	3,6	400	
1,84	2,18	2,25	2,02	1,84	200	
4,19	4,49	4,56	3,97	3,56	400	
5,27	5,81	6,17	5,31	4,46	500	
7,36	7,26	10,25	8,91	6,58	600	
<b>9,47</b>	<b>13,51</b>	<b>15,51</b>	<b>13,34</b>	<b>8,78</b>	<b>700</b>	
0,33	1,15	1,47	1,3	0,78	0	Scarico
5,99	8,58	9,61	8,37	5,74	400	II Ciclo
9,25	14,01	16,05	13,96	7,98	700	
<b>10,47</b>	<b>16,77</b>	<b>18,13</b>	<b>16</b>	<b>10,02</b>	<b>700</b>	Collasso



Dall'andamento del grafico si capisce subito come il massiccio intervento di fibrorinforzo su un ponte danneggiato per due volte di fila sia riuscito a più che raddoppiare il carico ultimo rispetto al

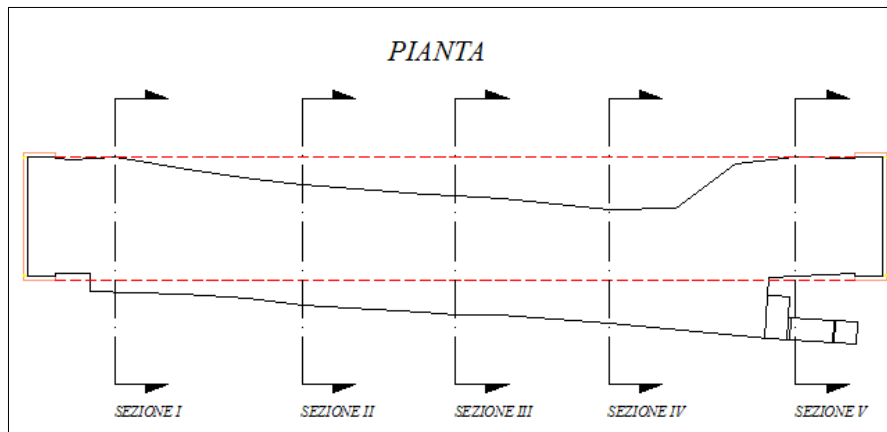
caso senza consolidamento (2800 Kgf contro 1300 Kgf). Inoltre il prototipo è riuscito a sopportare in queste condizioni due cicli di carico, ed il collasso è avvenuto con spostamenti dello stesso ordine di grandezza (18,6 mm versus 15,6 mm) quindi incrementando notevolmente la rigidezza. Per quanto riguarda le lesioni al momento del cedimento, ci sono state fessurazioni molto pronunciate nella chiave di volta dell'ordine di qualche centimetro come si evince dalla figura.



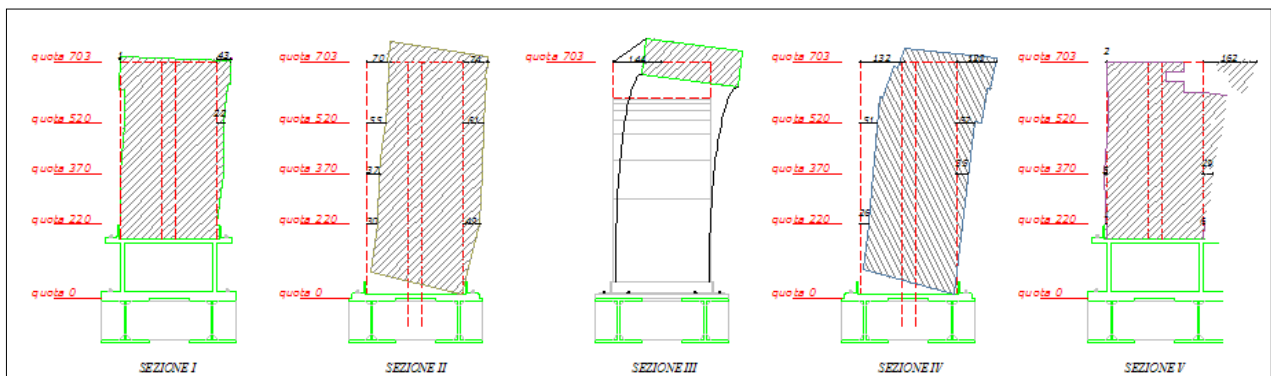
Nel prospetto libero del ponte le barre di carbonio pur avendo mantenuto cucito il timpano nella parte centrale non sono riuscite a impedirne il distacco dalla struttura portante. Ad un lato si assiste alla lacerazione della facciata muraria. In questo caso la resistenza aggiuntiva a trazione fornita dalle fibre in carbonio a causa della delaminazione della muratura viene a mancare, allo stesso modo dello sfilamento delle barre d'acciaio in una trave in c.a. causato da una lunghezza di ancoraggio insufficiente.



Di seguito si riporta la deformata in pianta del modello del ponte al momento del collasso.



Infine un'ultima osservazione deve essere fatta relativamente al comportamento delle pile. I piedritti del modello essendo stati cerchiati con il fibrorinforzo in vetro si sono comportati come dei conci rigidi che seguivano l'andamento dell'impalcato superiore senza fessurarsi. Non potendo esibire alcuna deformazione interna ad essendo costretti a seguire la parte superiore hanno esibito un distaccamento alla base ed una notevole rotazione del piede promuovendo l'inizio del ribaltamento. Di seguito viene mostrato l'andamento deformativo a collasso del modello nelle cinque sezioni chiave in corrispondenza dei cinque comparatori a quadrante mostrati più sopra.



In particolare viene evidenziato il sollevamento di alcuni centimetri al piede dello zoccolo della pila.





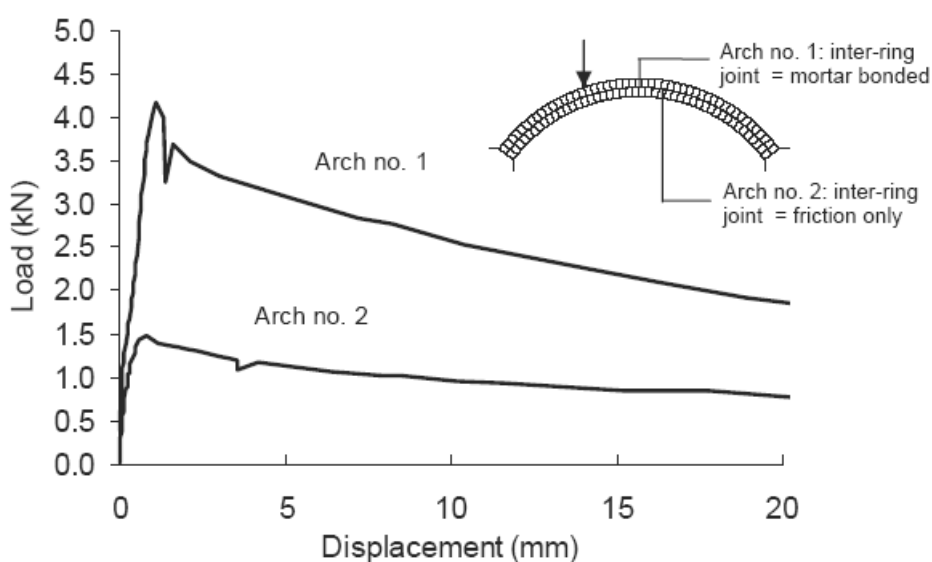
# Capitolo    6

## Abstract

After showing the results of the experimental evidence and highlighted the limits of their extension to the real case, in the following chapter it tries to frame the problem in a theoretical model that refers to 'limit analysis. Starting from the assumptions of the plastic analysis, it summarizes the prototype described in Chapter 5 as a system equivalent frame, which applies to permanent loads, weight and overload, and horizontal actions due to the jacks. We describe a mechanism for the collapse of the chassis which takes its inspiration from the model of the crack in the masonry. Starting from the act of rigid motion it highlights the internal actions resistant and calculated the work done. Using the principle of virtual work, equality of the work of external loads with that of the internal forces is imposed and the multiplier loads of collapse is calculated. In particular, the load calculated is that each single screw jack can exert on batteries to cause collapse of the bridge. Finally the load multiplier is compared with that obtained from the experimental evidence. In the calculation is seeking to also consider the contribution stabilizer due to its own weight of the masonry. The same process is similarly repeated to try evaluating the collapse of the same prototype once additional carbon chains have been introduced on free side of the bridge, so as to ensure a reinforcement of the bridge.

## 6.1 Introduzione

E' stato dimostrato da Kooharian (1952), Heyman (1966) e altri che la teoria della plasticità formulata inizialmente per le strutture in acciaio può essere utilizzata anche nell'analisi di strutture in muratura come gli archi in muratura sotto opportune ipotesi. Una premessa di fondo è che la muratura può concettualmente presentare una certa duttilità flessionale, sebbene questa sia in primo luogo funzione dello spessore degli archi e della compressione agente sulle singole sezioni. Gli studi sperimentali hanno largamente confermato questo punto di vista. Per esempio nella figura viene mostrato il diagramma carico-spostamento di un' arco di 3 m di luce composto da due fasce di elementi, una in muratura legata con malta e l'altra tramite blocchi accostati a secco, che viene testato in laboratorio fino a raggiungimento del collasso sotto un carico concentrato.



Utilizzando una terminologia presa in prestito dal campo delle costruzioni in acciaio, in entrambi i casi è evidente che complessivamente la risposta strutturale è ragionevolmente duttile (anche se a differenza dell'acciaio qui la capacità ridotta mostra deformazioni più limitate). Il contributo dovuto all'attrito tra i due archi, nel caso della resistenza del secondo arco, sembra incrementarne apparentemente la duttilità. Allo stesso modo quando è presente materiale di riempimento sopra le arcate dei ponti, la risposta generalmente diventa più duttile, perché la resistenza del suolo mobilizzato dall'arco cerca di ridurre gli effetti del danneggiamento dovuti a gravi spostamenti. Così Heyman argomenta fortemente che la teoria della plasticità dovrebbe poter essere applicata all'analisi del comportamento strutturale delle costruzioni in muratura e in particolare agli archi. Per poter affrontare questo tipo di analisi Heyman semplifica il problema formulando le seguenti ipotesi:

- la muratura negli archi non possiede resistenza a trazione

- la muratura negli archi è incompressibile
- non può avvenire uno scorrimento tra giunti di malta

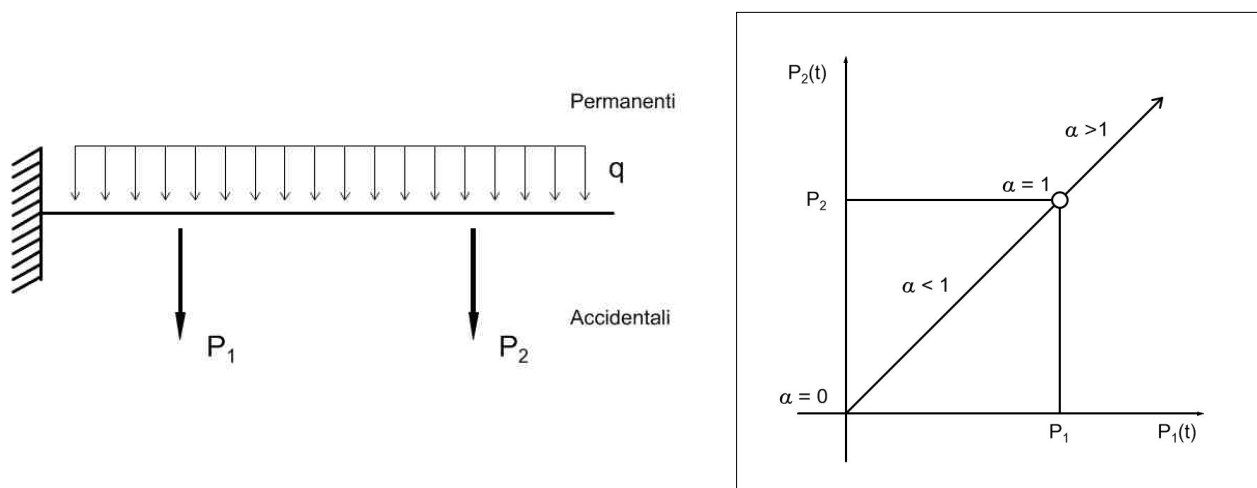
Anche se il metodo applicato da Heyman non è dissimile da quanto studiato da esponenti come Coulomb nei secoli precedenti, il nuovo indirizzo sviluppa un diverso approccio. Mentre prima lo studio di meccanismi di collasso avveniva in funzione di analisi tensionali elastiche, ora viene evidenziato come l'applicazione di tali modelli alla muratura può causare problematiche nel calcolo dello stato di equilibrio che risulta non essere unico. Al contrario, utilizzando i metodi dell'analisi plastica, la struttura può essere messa in relazione direttamente con lo stato ultimo, semplificando notevolmente il problema. Questo possiede anche il vantaggio che solo pochi parametri legati al materiale sono necessari e non occorre conoscere a priori lo stato di sforzo iniziale.

## 6.2 Analisi limite

In questo paragrafo vengono riassunti i principi fondamentali del calcolo del coefficiente di collasso del modello fisico mediante una schematizzazione del ponte con un sistema a travi su cui agisce un carico orizzontale incrementale. Si fa riferimento all'analisi limite cercando un sistema statico in equilibrio che mi permetta di giustificare un meccanismo di collasso e che favorisca l'instaurarsi di una cerniera plastica nella mezzera dell'impalcato.

Il Calcolo a rottura in telai piani si basa su un modello elastoplastico ideale sviluppato in riferimento alle seguenti ipotesi di base :

- materiale idealmente elastoplastico (duttilità illimitata)
- ipotesi di cerniera plastica
- carichi permanenti costanti (  $g = \text{cost.}$  )
- carichi accidentali crescenti monotonamente e proporzionalmente



Si definiscono inoltre i  $P_i$  come i valori base dei carichi accidentali che varieranno nel tempo

$$P_i(t) = \alpha(t) P_i$$

in funzione del coefficiente  $\alpha(t)$ , con  $0 \leq \alpha(t) \leq \alpha_L$ , definito moltiplicatore dei carichi accidentali e  $\alpha_L$  moltiplicatore di collasso dei carichi accidentali, unica incognita che interessa ai fini dell'analisi. In questo caso mentre le ipotesi legate alla formazione di una cerniera plastica e all'evoluzione delle azioni che gravano sulla struttura non comportano alcun problema, l'ipotesi di materiale a duttilità illimitata è più difficile da accettare se si pensa al comportamento della muratura molto prossimo a quello di un materiale elastico-fragile. Per questo motivo si suppone che, una volta che gli sforzi a trazione abbiano raggiunto il massimo in una data sezione, si aprano delle fessure, la sezione si parzializzi permettendo una rotazione indefinita senza offrire più alcuna resistenza flessionale.

Come mostrato nell'illustrazione seguente il comportamento della muratura ricalca l'andamento di materiale fragile.

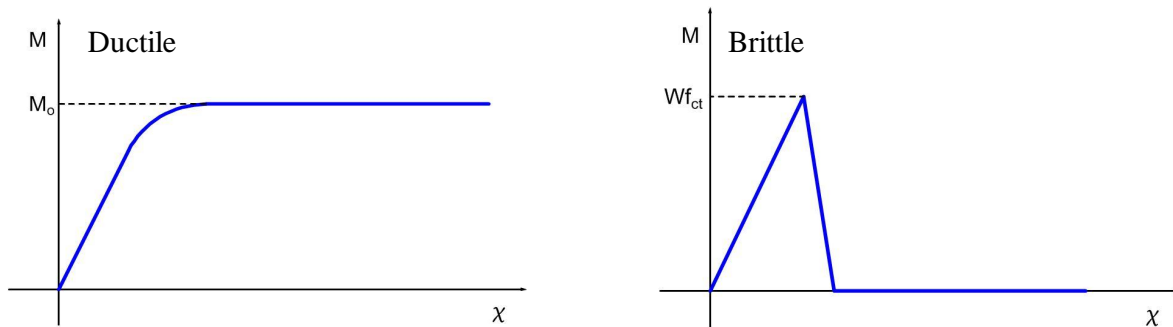


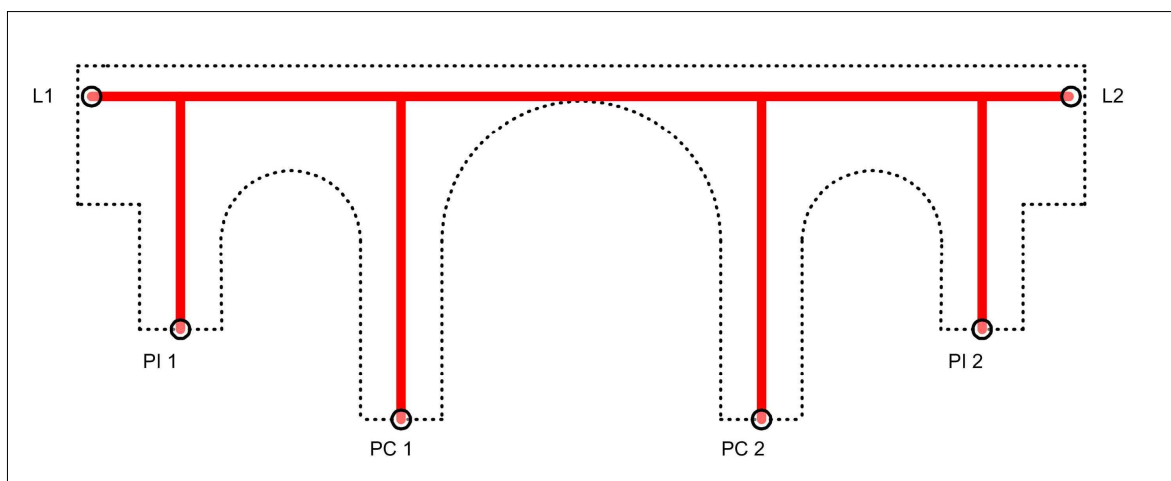
Diagramma momento-curvatura qualitativo di una cerniera plastica per materiale duttile e per materiale elastico fragile come si verifica nella muratura.

Alla luce di quanto sopra enunciato il collasso plastico si raggiunge nella situazione limite in cui simultaneamente si verificano le seguenti condizioni statiche e cinematiche :

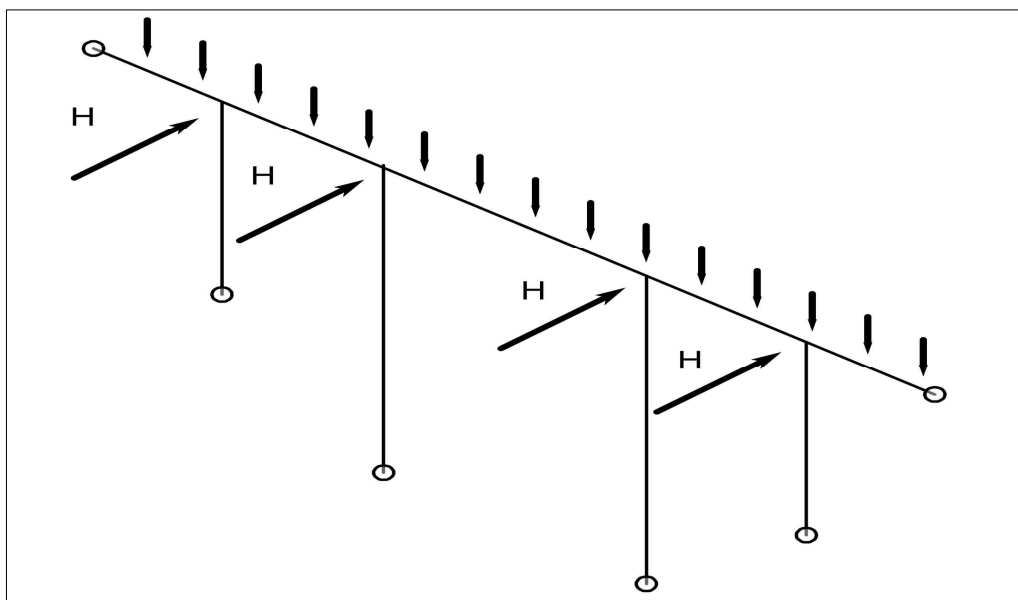
- A. I momenti flettenti e le azioni interne sono ovunque in equilibrio con i carichi permanenti e quelli accidentali amplificati dal valore  $\alpha_L$  ed inoltre sono conformi, ovvero inferiori o al massimo uguali a quanto permesso dalla resistenza del materiale (  $| M(z) | \leq M_o$  ).
- B. Le cerniere plastiche sono in numero e posizione tali da rendere possibile un atto di moto rigido.

### 6.3 Riduzione del modello a telaio

Per poter applicare questo tipo di analisi al ponte e poter interpretare i risultati della prova di laboratorio si procede introducendo un'ipotesi semplificativa : si riduce il prototipo di laboratorio ad un telaio piano di travi che vanno ad interpolare i baricentri delle varie sezioni della struttura, come mostrato nello schema sottostante.



Una volta ridotto il ponte in scala ad un telaio si procede a verificare se il modello possa essere equilibrato semplicemente facendo riferimento alle forze stabilizzanti ( peso proprio e sovraccarico dovuto a piastre d'acciaio) rispetto alle forze ribaltanti (spinte orizzontali dei martinetti). Si applica una verifica di stabilità al ribaltamento considerando il ponte come un corpo rigido non vincolato alle estremità dell'impalcato (le spalle del ponte) che può ruotare alla base delle pile .



Verifica di stabilità al ribaltamento

Peso proprio della muratura :

413 Kg

Peso piastre in acciaio :

638 Kg

Peso tot:

1051 Kg

Momento stabilizzante

$$M_{st} = P_{tot} * b = 1051 * 0,15 =$$

**158** Kg m

Carico orizzontale dovuto ai martinetti :  $H_{tot} = H * 4 = 325 * 4 = 1300$  Kg

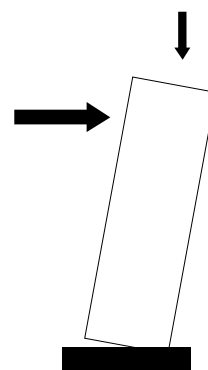
Si noti che il carico che ha portato al collasso la struttura nella prova di lavoro è superiore al peso proprio del manufatto.

Momento ribaltante

$$M_{rb} = H_{tot} * h = 1300 * 0,56 =$$

**724** Kg m

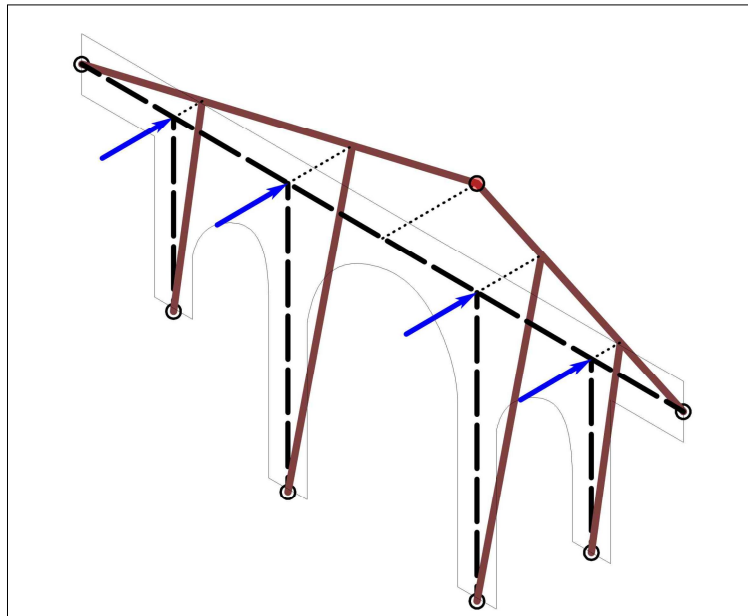
$$M_{rb} \gg M_{st}$$



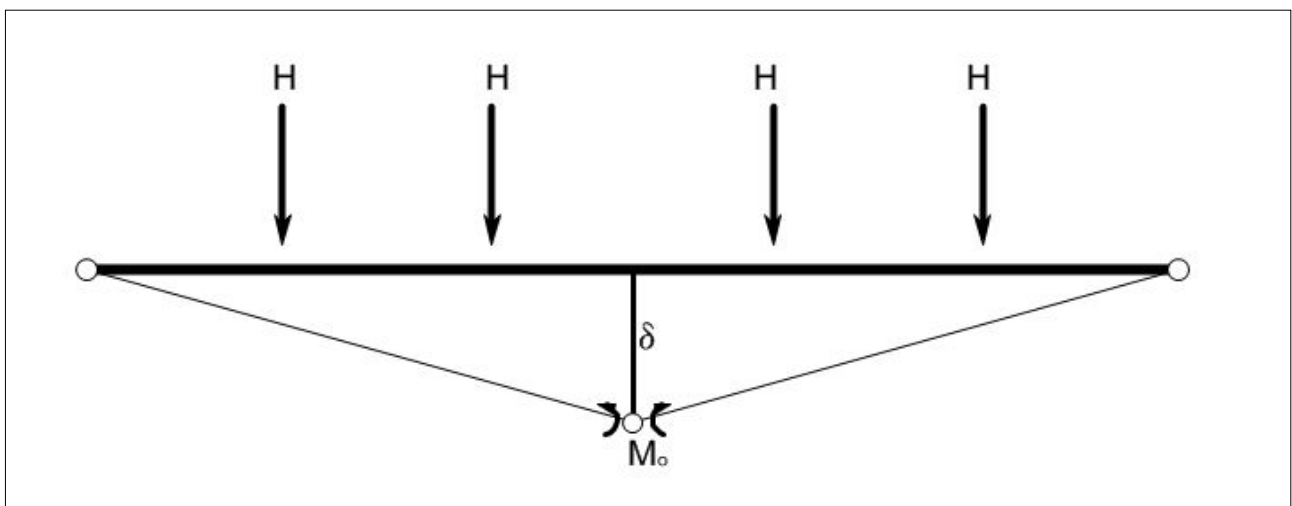
Come si evince dai calcoli il momento ribaltante è maggiore della capacità stabilizzante di quattro volte. Per questo motivo la capacità portante del ponte è da ricercare nel comportamento deformativo della struttura vincolata agli estremi dell'impalcato. Inoltre il comportamento a

collasso del prototipo, evidenziando lesioni sulle spalle alle estremità dell'impalcato e nella mezzeria dell'arcata principale, suggerisce un possibile cinematismo di rottura che si vuole studiare al modello a telaio.

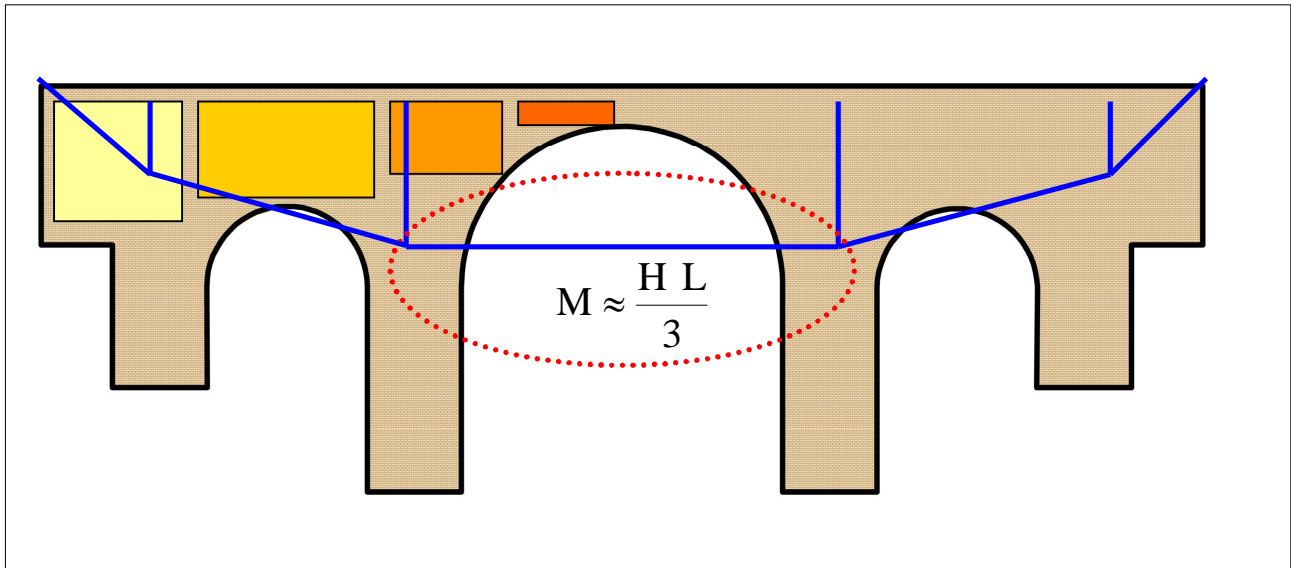
Si ipotizza che il meccanismo di rottura si verifichi nel piano dell'impalcato con la formazione di una cerniera plastica in mezzeria e che le pile del ponte seguano la deformazione delle arcate come se fossero delle appendici isostatiche che vengono gravate solamente dai carichi permanenti verticali. Le estremità dell'impalcato permettono la rotazione ma offrono vincoli lineari orizzontali.



Nell'immagine viene evidenziato l'atto di moto del collasso con deformazione fuori piano dovuta alle azioni orizzontali. Dato che si ipotizza che le pile del ponte non intervengano nel meccanismo resistente, è possibile considerare il collasso come un fenomeno che interessa solamente il piano dell'impalcato e passare dallo studio di una struttura tridimensionale a quella bidimensionale di una trave incernierata alle estremità e caricata orizzontalmente nel proprio piano.



Il meccanismo di rottura cinematicamente ammissibile ipotizzato riguarda la formazione di due conci rigidi che ruotando formano una cerniera plastica nella mezzeria dell'impalcato e provocando una freccia  $\delta$ . Osservando la distribuzione dei carichi, ci si accorge però che il diagramma dei momenti flettenti associato è rappresentato da una funicolare spezzata con un plateau di valore massimo che si sviluppa sull'intero tratto centrale della trave e non su un'unica sezione.



Questo non permetterebbe l'ipotesi di cerniera plastica come concentrazione localizzata degli sforzi, ma dal momento che l'impalcato nel suo sviluppo può essere visto come una trave di spessore variabile, e nella sezione in chiave dell'arcata principale lo spessore raggiunge il suo minimo, questo permette di considerare la mezzeria come la sezione con concentrazione massima degli sforzi atti a causare la formazione di una 'cerniera plastica'.

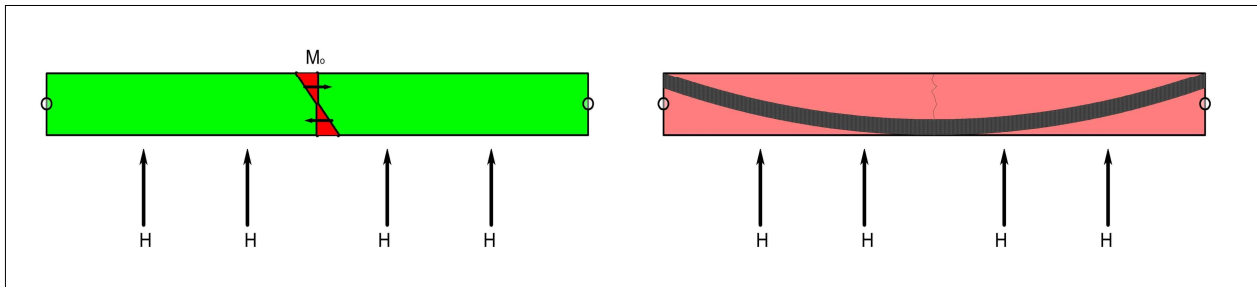
La cerniera plastica così posizionata rende possibile un atto di moto rigido che permette di calcolare il coefficiente di collasso. Una volta noto il meccanismo si può volgere l'attenzione sulle azioni interne che mi permettono di equilibrare i carichi esterni e che devono tener conto delle resistenze del materiale.

Il cinematismo permette di considerare due diverse categorie di azioni interne resistenti:

- L'azione interna legata al momento massimo raggiungibile nella sezione di mezzeria dell'arcata principale compatibilmente con le caratteristiche meccaniche della muratura in particolare con la resistenza massima a trazione, circa 1/20 di quella a compressione ;



- Le azioni interne dovute al comportamento ad arco che si verificano una volta che lo sforzo a trazione in mezzzeria ha raggiunto il limite. L'impalcato si 'puntella' ai bordi della struttura di sostegno formando una struttura ad arco resistente.



Il momento resistente in mezzzeria dell'impalcato si calcola imponendo lo sforzo massimo a trazione della muratura  $f_{ct}$  :

$$f_{ct} : 2 \text{ Kg/cm}^2$$

$$M_c = W f_{ct} = 28 \text{ Kg m}$$

Il contributo legato all'effetto arco si calcola come una reazione vincolare longitudinale che si oppone alla rotazione dei due conci di trave e la si calcola alla stregua della spinta orizzontale di un normale arco in muratura soggetto ad un carico uniformemente distribuito  $q$  .

$$N = \frac{q l^2}{8 f}$$

Si fa l'ipotesi che il carico '  $q l$  ' sia dato dall'azione delle spinte orizzontali dei martinetti come se fossero spalmate su tutto lo sviluppo della trave. '  $f$  ' rappresenta l'altezza dell'impalcato nel senso trasversale o lo spessore del ponte, mentre '  $l$  ' è la lunghezza dell'intero impalcato .

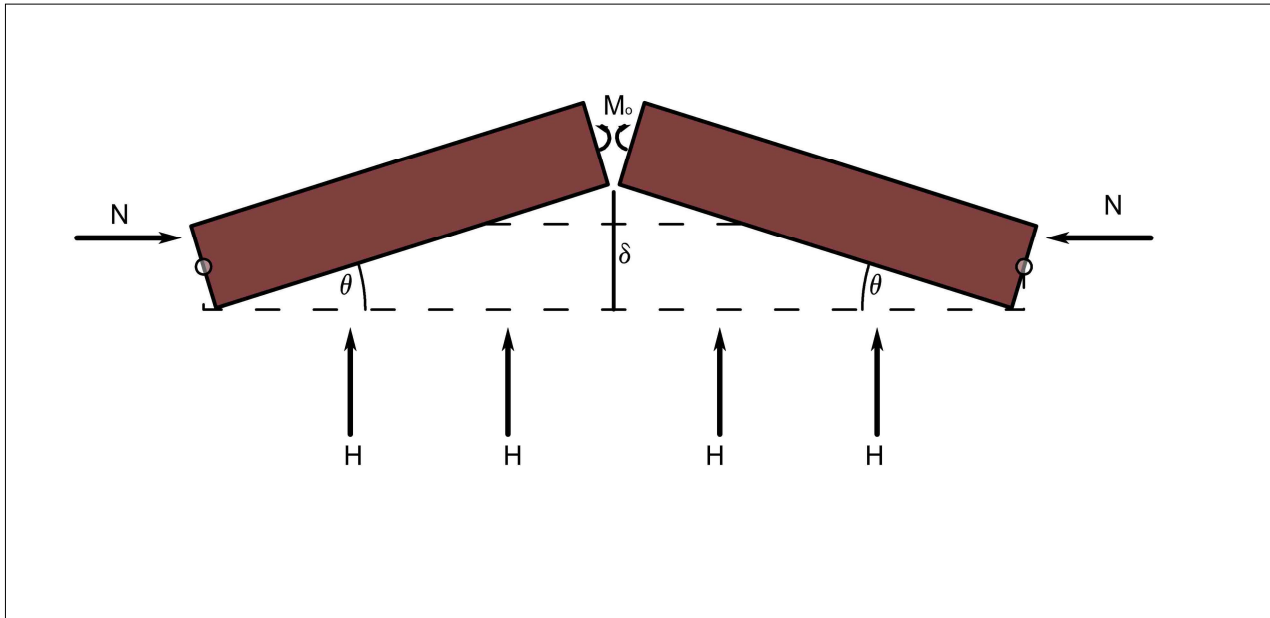
Il momento resistente dato da questa reazione è pari ad  $N$  per il braccio interno della larghezza '  $s$  ' dell'impalcato  $s_i = 0.75 s$ .

Se si pone  $q l = 4 H = 4 \cdot 325 \text{ kg} = 1300 \text{ Kg}$  dalla formula risulta che :

$$N = 1205 \text{ kg}$$

e il momento stabilizzante offerto dall'effetto arco valga :

$$M_a = N h_i = 271 \text{ kg m}$$



E' interessante notare che il contributo dovuto all'effetto arco è circa un ordine di grandezza superiore a quello dato dalla resistenza flessionali dell'impalcato ed è lo stesso principio che viene sfruttato nella costruzione degli sbarramenti degli invasi idrici con dighe a volta in c.a o in muratura.

Ora tramite questi elementi è possibile calcolare con il principio dei lavori virtuali il contributo dei lavori interni alla trave :

$$L_i = M_c 2 \theta + M_a 2 \theta$$

e il contributo dei lavori esterni :

$$L_e = H 2 \delta_1 + H 2 \delta_2$$

e posto  $l_1$  e  $l_2$  la distanza rispettiva dei punti di applicazione di due martinetti rispetto ad una cerniera per ciascuno concio di trave :

$$\delta_1 = \theta l_1 \quad \text{e} \quad \delta_2 = \theta l_2$$

si ricava :

$$L_e = H 2 \theta l_1 + H 2 \theta l_2$$

Uguagliando le due espressioni, per il principio dei lavori virtuali relativi all'atto di moto rigido :

$$L_e = L_i$$

è possibile ricavare il moltiplicatore di collasso :

$$\alpha = \frac{M_{0i}^+ \Delta\theta^+ + M_{0i}^- \Delta\theta^- - \int q \dot{\delta} dz - \bar{p}_i \dot{\delta} - \bar{w}_i \dot{\theta}_i}{\int q \dot{\delta} dz + p_i \dot{\delta} + w_i \dot{\theta}_i} \quad (6.0)$$

dato dal rapporto del lavoro delle azioni resistenti meno il lavoro dato dai carichi permanenti per l'atto di moto fratto il lavoro dei carichi accidentali .

Nel nostro caso il tutto si riduce a :

$$H = \frac{M_c \frac{2\theta}{l_1} + M_A \frac{2\theta}{l_2}}{\frac{2\theta}{l_1} + \frac{2\theta}{l_2}} \quad (6.1)$$

con H che vale :

$$H = \frac{M_c + M_A}{l_1 + l_2} \quad (6.2)$$

Inserendo i valori numerici nella formula sovrastante si perviene al seguente valore di H :

$$H = 28 + 271 / (0,22 + 0,69) = 330 \text{ Kg} \approx \text{Forza di un martinetto}$$

Il valore ottenuto del carico limite H si avvicina molto alla spinta impressa dai martinetti sul modello di ponte in muratura pari a 325 Kg con un errore inferiore al 2 %.

Si deve tener presente però che questo risultato è stato ottenuto, imponendo nel calcolo dell'azione resistente N (effetto arco) il dato numerico del carico a collasso H, ricavato dalla prova di laboratorio. Se questo dato fosse stato ignoto si sarebbe ottenuta un'equazione in cui l'incognita H compare su entrambi i membri dell'equazione come riportato di seguito.

$$H = \frac{M_c + N(H) s_i}{l_1 + l_2} \quad (6.3)$$

con :

$$N(H) = \frac{4 H l}{8 f} \quad (6.4)$$

E con un po' di calcoli si giunge a :

$$H = \frac{2 f M_c}{2 f (l_1 + l_2) - 1 s_i} \quad (6.5)$$

Inserendo i dati nella formula ricavata si ottiene il seguente valore di circa  $H = 280$  Kg inferiore a quanto calcolato precedentemente e a quanto riscontrato nella prova di laboratorio. L'errore in questo caso si assesta attorno all'14%.

Volendo approfondire ulteriormente l'analisi, in modo da considerare anche il contributo stabilizzante del peso proprio della muratura e dei sovraccarichi permanenti, si può modificare la formula del carico di collasso pervenendo alla seguente espressione :

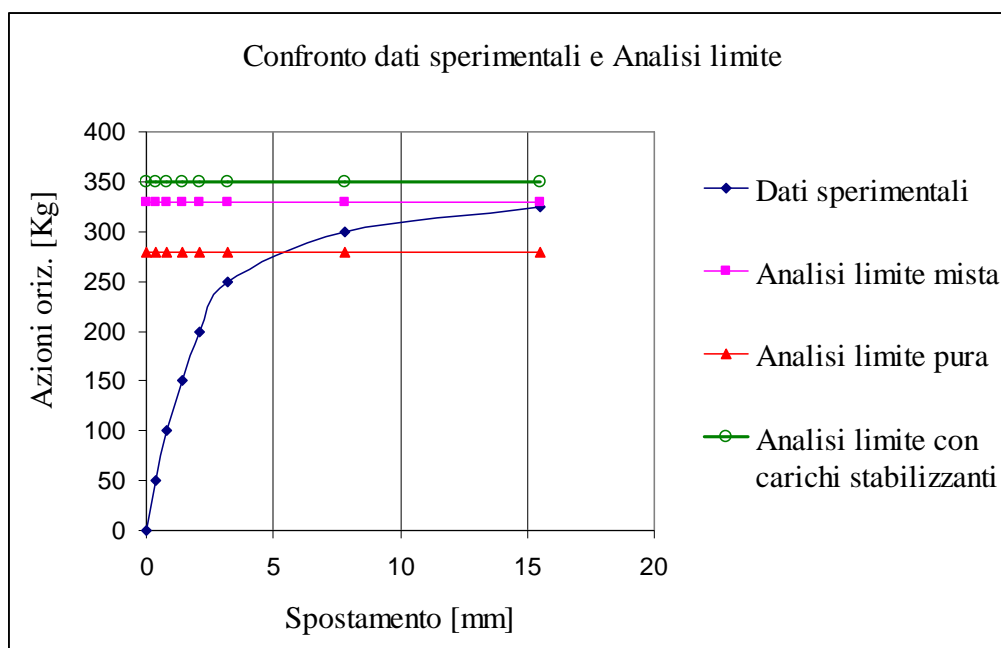
$$H = \frac{M_c + N(H) s_i}{l_1 + l_2} + \frac{M_{st}}{4 h} \quad (6.6)$$

dove all' equazione precedente (6.3) viene aggiunto il contributo stabilizzante  $M_{st}$  dei carichi permanenti rapportato all'altezza ' h ' di applicazione delle forze orizzontali rispetto alla base e diviso per il numero di martinetti applicati ( $n^\circ = 4$ ). In questo caso inserendo i valori numerici si ottiene il seguente coefficiente di collasso molto più elevato pari a :

$H = 350$  Kg ben al di sopra del carico di collasso effettivamente ottenuto sperimentalmente con un errore per eccesso dell'8%.

Ricapitolando, i valori ottenuti sono :

Valore ottenuto sperimentalmente	<b>325</b> Kg	
Analisi limite incrociata con dati sperimentali	330 Kg	errore 2 %
Analisi limite pura	280 Kg	errore -14 %
Analisi limite con contributo carichi permanenti	350 Kg	errore 8 %



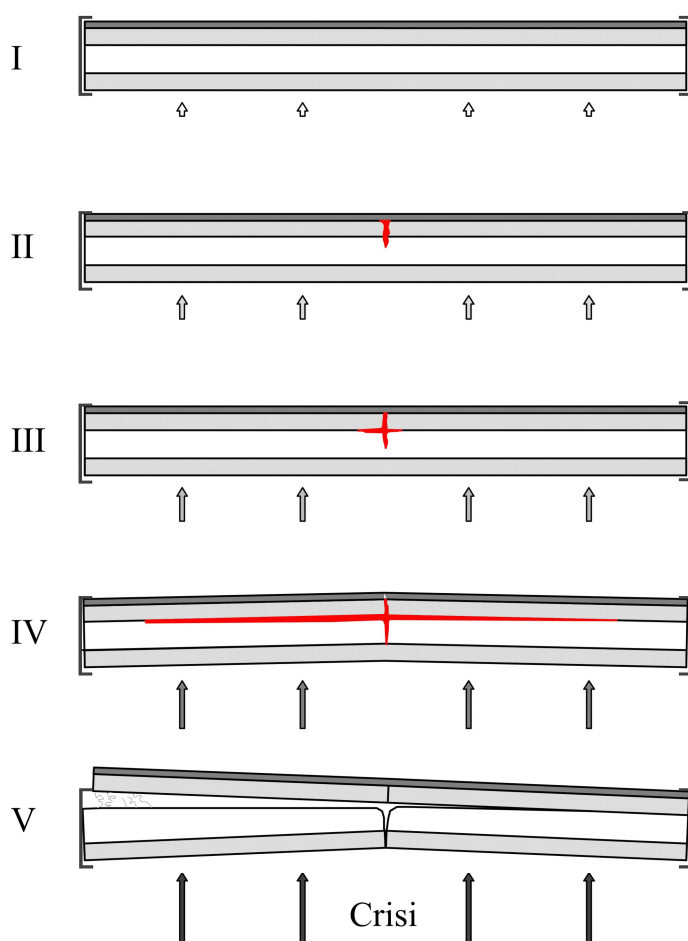
Da questi semplici calcoli numerici si evince che il risultato della prova sperimentale è stato convalidato con una certa precisione (l'ordine di grandezza è stato raggiunto), e che il contributo più significativo della resistenza del ponte è dato dal comportamento flessionale dell'impalcato e da quanto carico l'impalcato riesce a ridistribuire sulle spalle del ponte. E' chiaro che se il ponte disponesse di catene che corressero lungo i fianchi dell'impalcato fiancheggiando i timpani del ponte in modo da 'cucire' la fessurazione in mezzeria il carico di collasso sarebbe maggiore. Questo è proprio il caso che è stato messo in luce nella seconda prova sperimentale con l'introduzione di barre di carbonio su di un fianco dell'impalcato.

Con questa soluzione il collasso poteva avvenire secondo tre determinate soluzioni :

- rottura per tensione massima a trazione nel fibrorinforzo;
- rottura a causa di delaminazione delle barre di carbonio dalla muratura;
- rottura a causa collasso muratura sotto azione tagliente.

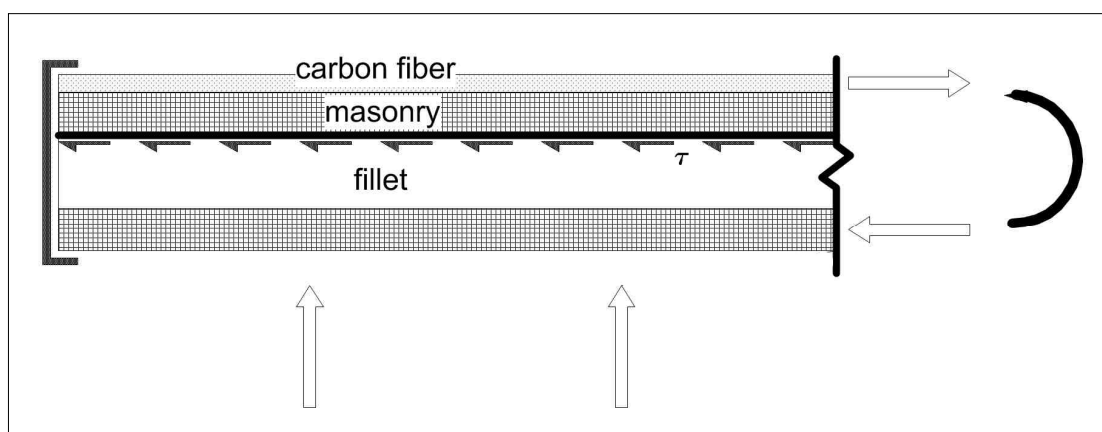
Delle tre possibili alternative quella che si è verificata è stata la terza ed il collasso si è sviluppato secondo queste fasi :

- 1) i carichi orizzontali aumentano fino a portare a fessurazione la sezione di mezzeria dell'impalcato come già visto in precedenza, causa tensione massima a trazione;
- 2) aumentano i carichi e la fessura non riesce ad aprirsi, causa il confinamento dovuto alla presenza delle catene in carbonio;
- 3) la fessurazione segue un percorso interno e sollecita a taglio la muratura del timpano;
- 4) la fessurazione a taglio man mano che i carichi aumentano si allunga correndo parallelamente alle catene;
- 5) la fessurazione a taglio si è sviluppata per intero fino a



raggiungere una delle due spalle del ponte, le catene in carbonio avendo perso il loro ancoraggio non riescono a cucire la fessura in mezzeria, il ponte crolla.

Quindi il collasso del ponte in questo caso si è verificato sempre dal lato della muratura, ed è possibile calcolare il coefficiente di collasso di questa nuova situazione aggiungendo il contributo resistente del consolidamento tramite le catene in carbonio e considerando la capacità portante a taglio della muratura. Tutto quanto viene presentato successivamente trascura l'effetto del consolidamento sulle pile del ponte e all'intradosso della volta principale, dato che si considera le pile come appendici che ruotano alla base senza interferire con lo spostamento orizzontale dell'impalcato e il consolidamento sull'arcata di scarsa entità rispetto al meccanismo di rottura considerato. Inoltre il contributo delle catene è calcolato a partire dalla resistenza massima sopportabile a taglio dalla muratura dei timpani come se questi venissero strappati dall'ossatura del ponte.



Per cercare di stimare numericamente questo contributo si ipotizza che la muratura segua un comportamento a taglio descritto in prima approssimazione da una legge Mohr-Coulomb :

$$\tau_{lim} = \tau_{co} + \mu \sigma_N \quad (6.7)$$

dove  $\tau_{co}$  è la resistenza a taglio dei conci di muratura in assenza di compressione di valore circa 1 Kg/cm<sup>2</sup> da prove,  $\mu$  è il coefficiente di attrito della muratura e del conglomerato di interno di riempimento posto pari a 0,1 ,  $\sigma_N$  è lo sforzo normale a compressione. Il valore  $\sigma_N$  lo si calcola come il rapporto tra l'azione di compressione dovuta ai martinetti e la superficie d'area sottesa alla frattura di taglio su metà trave e interessata dall'area di influenza delle barre in carbonio.

$$\sigma_N = \frac{2 H}{A} \quad (6.8)$$

Di conseguenza il contributo resistente dovuto all'aggiunta di catene, combinando le equazioni (6.7) e (6.8), risulta :

$$M_{CAT} = ( A \tau_{CO} + \mu 2 H ) s \quad (6.9)$$

E l'espressione del carico di collasso a partire dall' eq. (6.6) così viene riformulata :

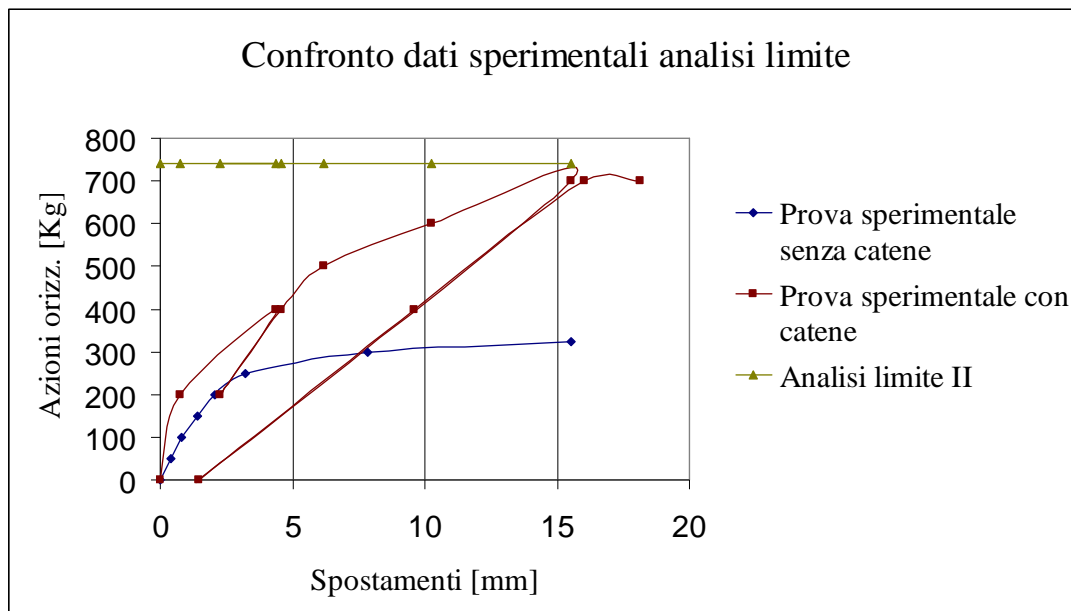
$$H = \frac{M_C + N(H) s_i + M_{CAT}(H)}{l_1 + l_2} + \frac{M_{St}}{4 h} \quad (6.10)$$

Dove sono evidenziati contributi del momento resistente della muratura  $M_C$ , il contributo dovuto all'effetto arco  $Ns_i$  e il contributo dovuto al rinforzo delle catene  $M_{CAT}$ .

Sviluppando tutto in funzione di  $H$  con qualche semplice passaggio algebrico si perviene a :

$$H = \frac{M_C + A \tau_{CO} s}{l_1 + l_2 - (2 \mu s + 0,375 l)} + \frac{M_{St}}{4 h} \quad (6.11)$$

Se si inseriscono i valori numerici nell'espressione si ottiene un coefficiente di collasso per ciascun martinetto pari a  $H = 742 \text{ Kg} \approx \text{Forza di collasso } 700 \text{ Kg}$ .



Molto probabilmente se si fossero aggiunti dei tiranti che vincolassero i timpani murari tra loro il coefficiente di collasso sarebbe cresciuto ancora perché l'azione tagliante dati i vincoli sarebbe aumentata e la rottura forse si sarebbe verificata con un delaminazione delle catene in carbonio.

Tutta questa capacità supplementare la si deve comunque al contenimento del supporto in acciaio ai bordi dell'impalcato del ponte che garantisce una certa reazione vincolare orizzontale e permette il comportamento a trave dell'impalcato. In una situazione reale però l'ipotesi che gli estremi dell'impalcato del ponte siano veramente vincolati orizzontalmente con il terreno appare dubbia o almeno discutibile. Più sensata appare l'ipotesi di un semplice appoggio o di una resistenza orizzontale dovuta all'attrito mediata dal comportamento terreno struttura che le spalle del ponte esercitano sulla scarpata dell'alveo. Inoltre date le casistiche storiche sembra poco probabile che il collasso del ponte sia legato all'effetto dovuto alle spalle che garantiscono una resistenza globale, mentre risulta più verosimile un danneggiamento locale dei timpani murari.



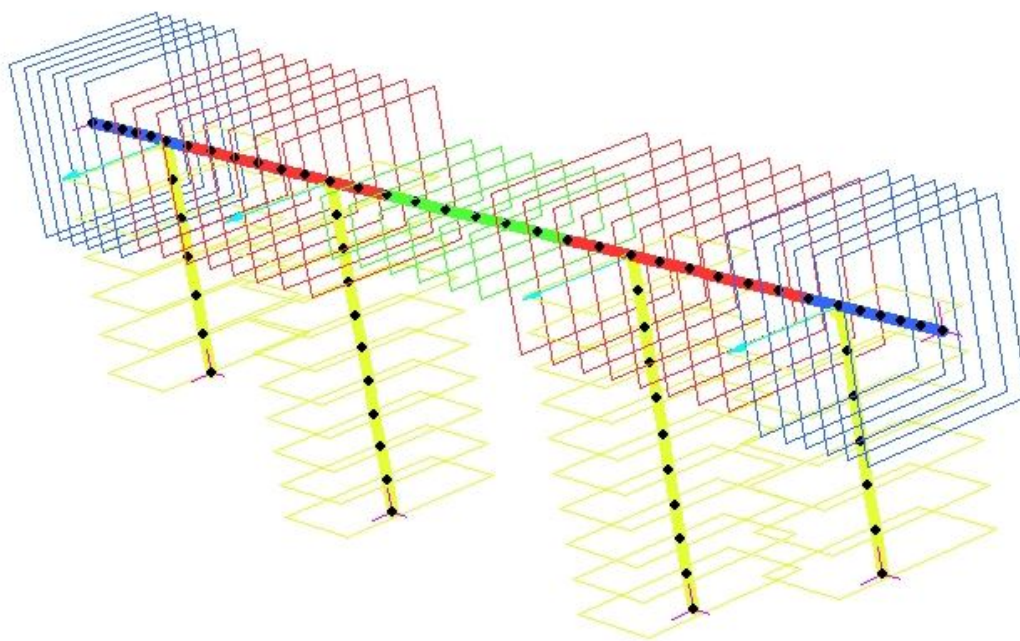
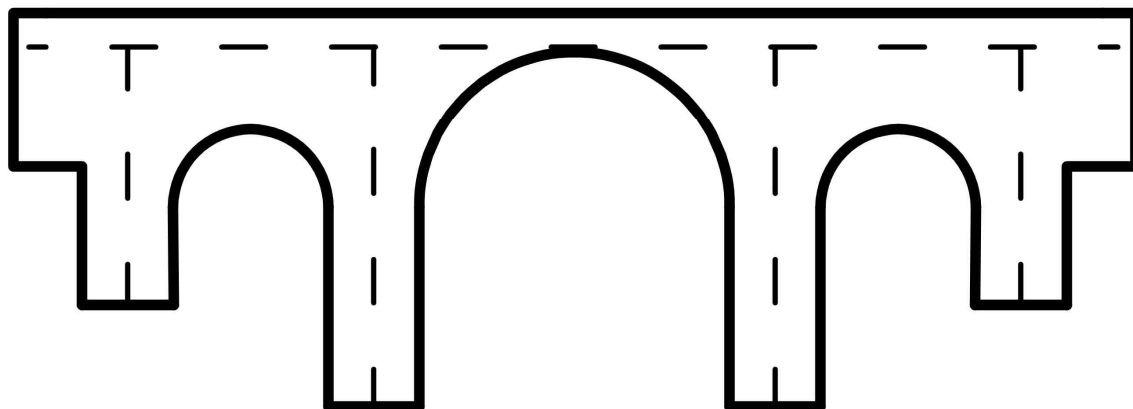
# Capitolo    7

## Abstract

In this chapter are presented FEM numerical models in order of increasing complexity, seeking to frame the mechanical behaviour of the prototype of the bridge subjected to a destructive test by horizontal thrusts. Shows three types of models: the first is represented by a frame consisting of linear beam elements with flexural hinged at the ends. This extreme simplification wants to serve as a point of comparison as done in the previous chapter using the limit analysis. Each type of beam will be linked to the sectional dimensions of the prototype. The second type consists of a reticular frame equivalent that is largely identical to the trend of the bridge and is formed only of connecting rod free of flexural behaviour. The advantage of this second model is the reduced computational complexity and the simple examination of the results. Finally, the third type wants to try to describe the entire model with three-dimensional elements to try to make the most every aspect of the behaviour of the bridge. The three-dimensional model is studied in two cases such as that relating to the bridge and that includes the introduction of FRC to strengthen the structure and reduce vulnerability. Are played unilateral constraints by the support elements cut off bar.

## 7.1 Telaio con elementi trave

L'analisi numerica più semplice del prototipo è stata eseguita per mezzo dell'ausilio del software FEM Straus7. La semplice geometria del modello, visualizzato in figura, è stata derivata dalla interpolazione dei baricentri del prospetto del modello, e posizionando la mezzeria dell'impalcato in corrispondenza dei punti di applicazione delle forze orizzontali.

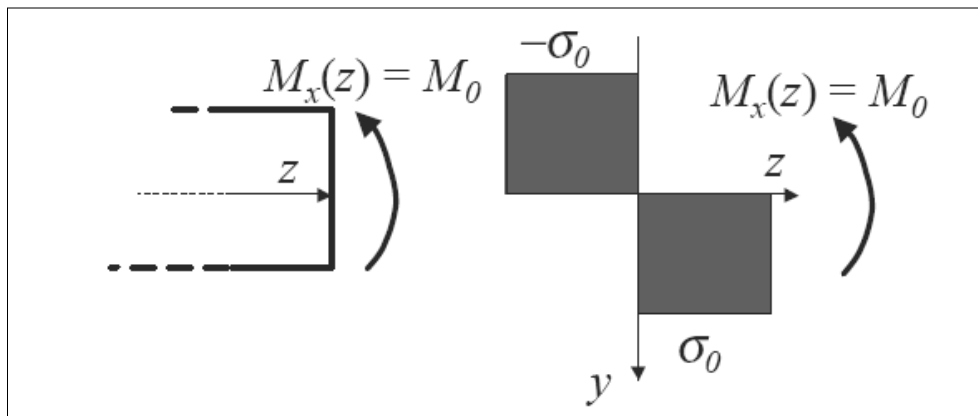


Il modello è stato realizzato mediante l'uso di elementi lineari (*beam*) a 2 nodi. La suddivisione del telaio è stata raffinata fino al raggiungimento di un livello di dettaglio adatto per un'analisi di tipo non lineare, per un totale di 67 nodi e 66 elementi beam.

La muratura e il riempimento sono stati modellati come un continuo equivalente, ossia un mezzo omogeneo in cui i singoli elementi costituenti (per esempio, per la muratura, i mattoni o le pietre e i giunti di malta) non sono rappresentati distintamente.

Materiale	Caratteristica	
Muratura di mattoni e calce aerea (pile, archi, spalle, timpani)	$\gamma$ (kg/m <sup>3</sup> )	1800
	E (MPa)	2000
	$\nu$	0.2

Il modello costitutivo adottato per i materiali è di tipo elasto-plastico con plasticità perfetta. Per calcolare il momento ultimo si è ipotizzato uno schema di sforzo rettangolare :



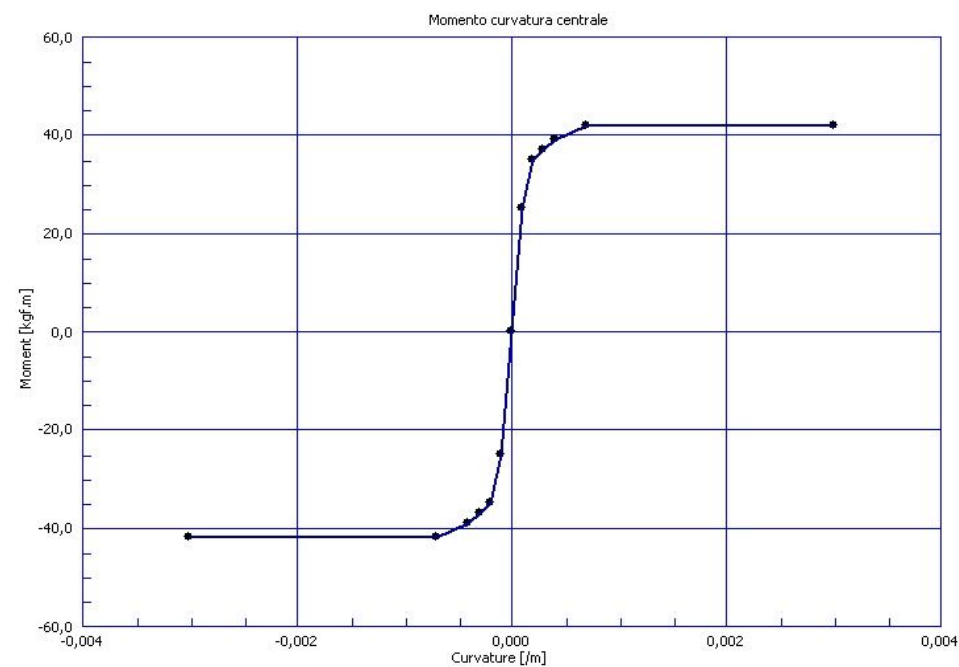
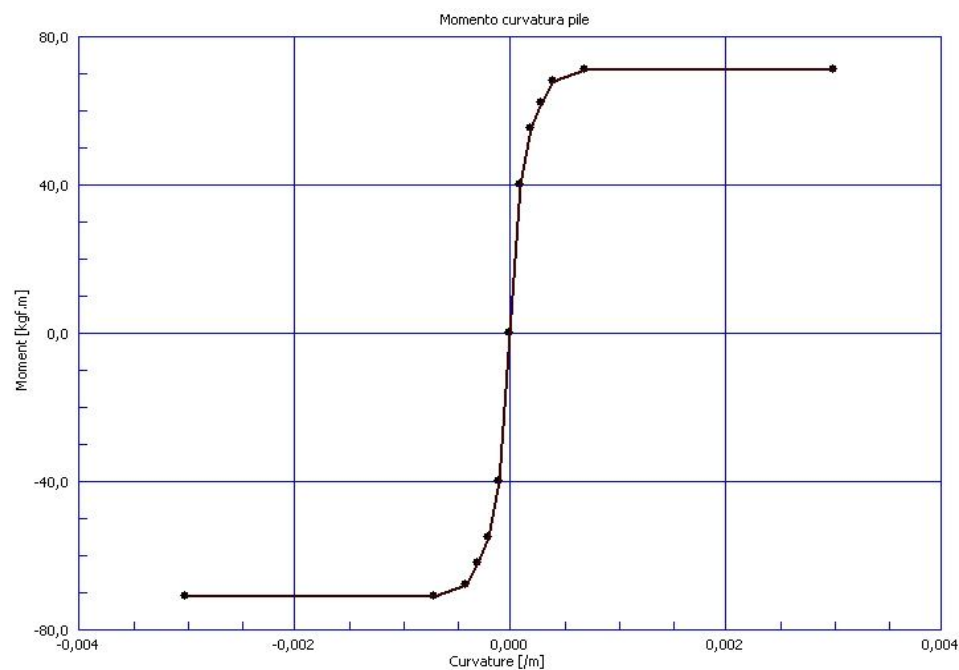
Con l'usuale formula

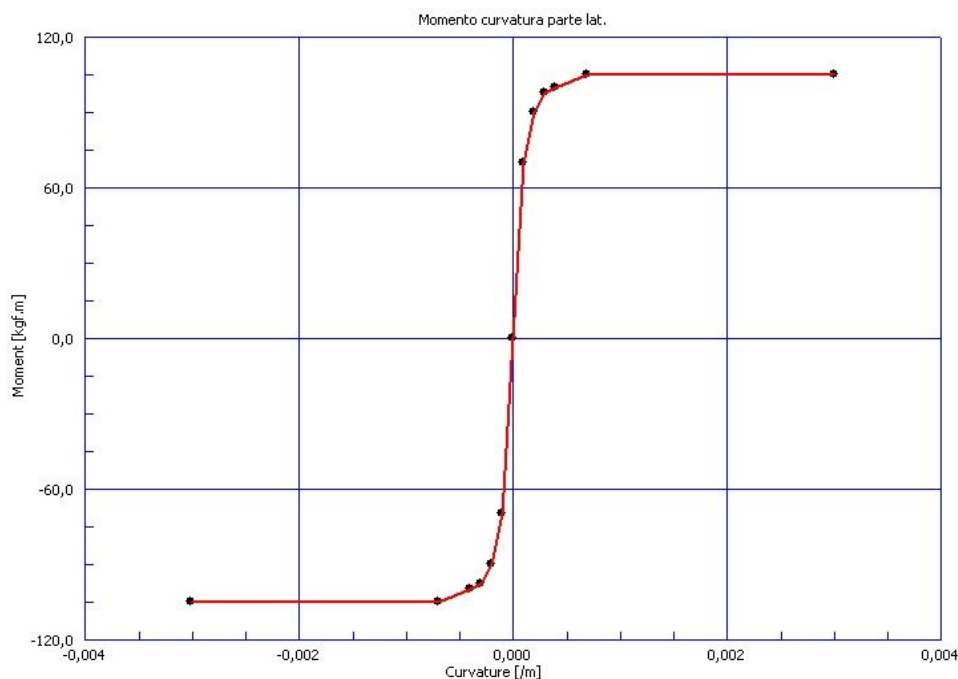
$$M_U = 2\sigma_c b \frac{h^2}{4}$$

dove con  $\sigma_c$  si intende lo sforzo massimo a trazione sopportabile dalla malta. Con la seguente formula per le diverse sezioni sono stati calcolati i momenti resistenti:

Elementi pile	$M_U = 71,5 \text{ Kg m}$	$J = 34'551 \text{ cm}^4$
Elementi parte centrale	$M_U = 42,0 \text{ Kg m}$	$J = 20'324 \text{ cm}^4$
Elementi parte laterale	$M_U = 105,1 \text{ Kg m}$	$J = 50'810 \text{ cm}^4$

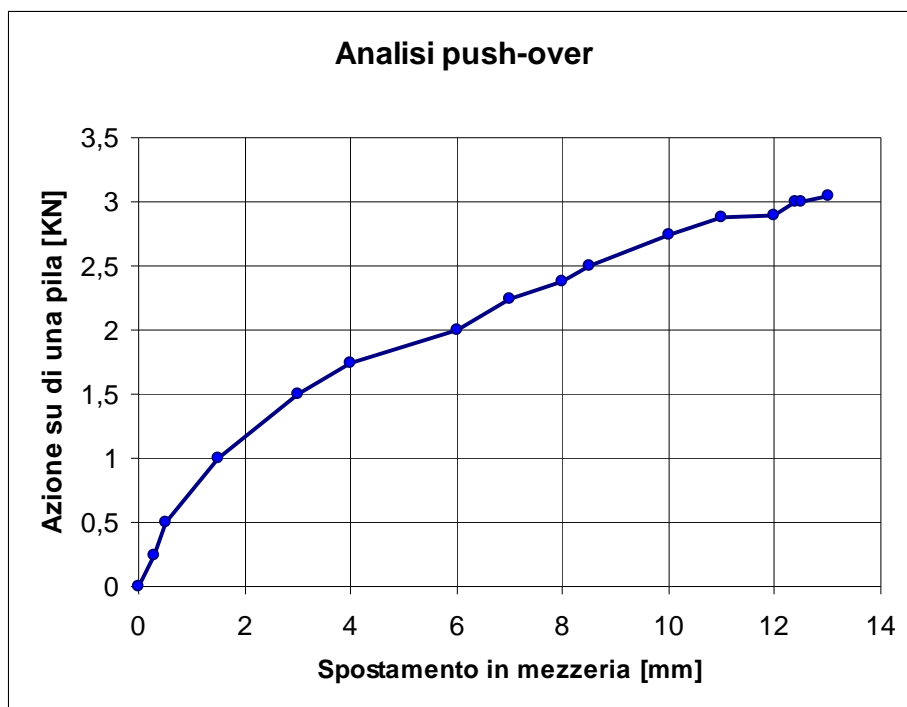
E i relativi diagrammi sforzi curvatura per le diverse tipologie di elementi pile spalle e impalcato:





I vincoli di questo semplice telaio sono rappresentati da cerniere che impediscono gli spostamenti lineari ma consentono le rotazioni.

L'analisi di push over applicata a questo modello ha fornito la seguente curva forza-spostamento in cui viene rappresentato la forza agente su di una pila in funzione dello spostamento orizzontale del nodo di mezzeria del telaio.

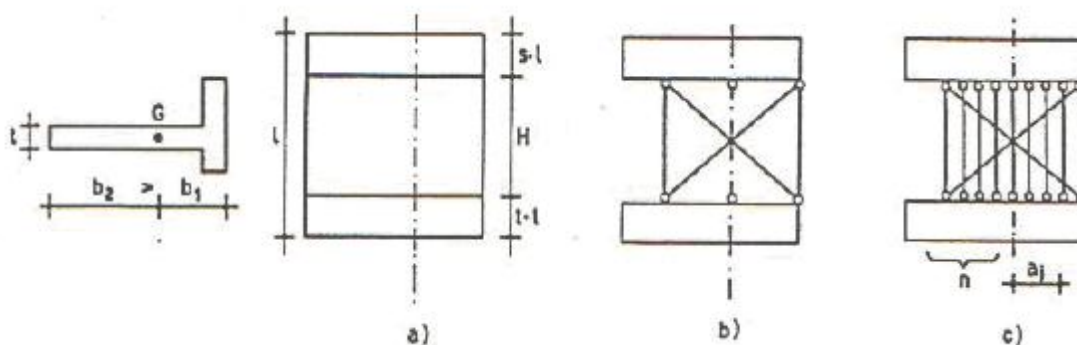


Con questo modello non si riesce a cogliere perfettamente il carico ultimo ottenuto con le prove sperimentali, ma solo una progressiva deformazione che si avvicina alla capacità ultima.

## 7.2 Modello reticolare equivalente

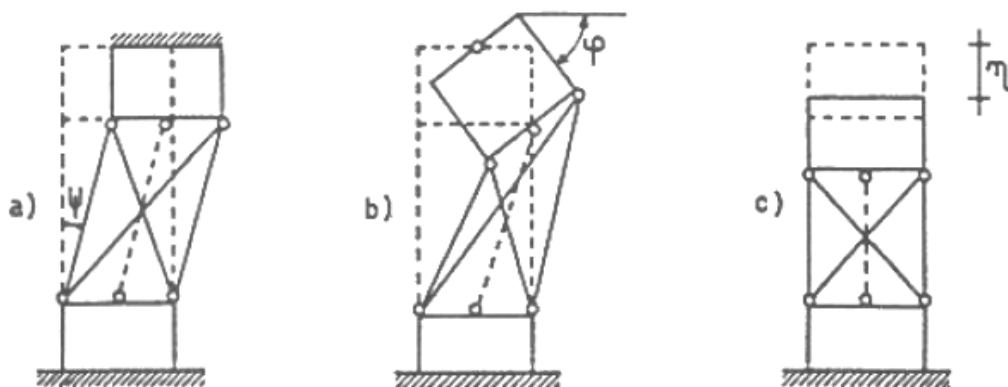
Volendo migliorare i risultati numerici ottenuti con il precedente modello in questo paragrafo viene presentato un nuovo modello che approssima i conci murari con una struttura reticolare in cui le pareti murarie vengono concepite come una struttura reticolare composta da aste pendolo (bielle) organizzate in montanti verticali, orizzontali e diagonali incrociate.

La rigidezza estensionale delle aste del reticolo è assegnata imponendo l'equivalenza meccanica con il corrispondente elemento murario nell'ipotesi di comportamento elastico. Pertanto nei limiti del campo di validità la schematizzazione presenta la medesima lineare deformabilità. Il successivo comportamento non lineare si evidenzia considerando le aste del reticolo come elementi a resistenza unilaterale e bilaterale, tali cioè da contrastare elasticamente l'eventuale avvicinamento degli estremi rispetto alla configurazione indeformata e viceversa, nel primo dei due casi, di non esplicare alcuna resistenza in caso di allontanamento; nel secondo caso viene invece attribuito un valore, seppure molto basso (es. 1/10 della resistenza a compressione), alla resistenza a trazione dei montanti murari verticali.



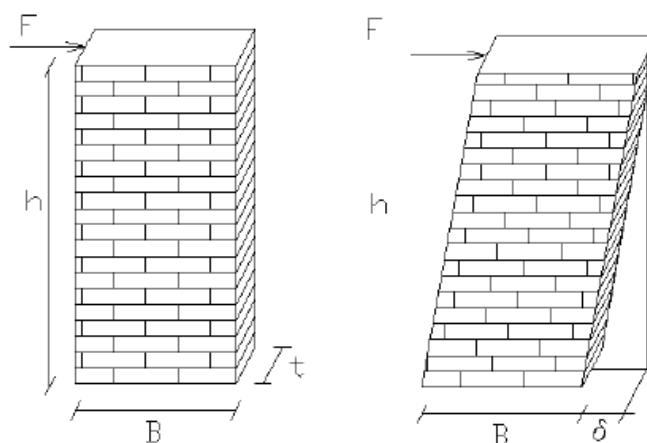
a) Un generico pannello in muratura; b) un modello reticolare equivalente; c) un più complesso modello reticolare equivalente.

Considerando un generico pannello di sezione rettangolare (rappresentativo ad esempio di un generico maschio murario) con asse nel baricentro  $G$ , di area  $A$  e momento d'inerzia baricentrico  $I$ ; sia altresì  $L$  la luce dell'asta nella schematizzazione a telaio ed  $H$  il tratto deformabile al netto dei tratti rigidi; esso è equivalente ad un sistema rigido elastico costituito da lastre indeformabili ed aste a pendolo. Queste sono organizzate in due briglie verticali equidistanti dall'asse, una (eventuale) centrale e due diagonali.



Deformazione del pannello reticolare equivalente: operazione di piano (a); operazione di nodo (b); variazione di lunghezza dell'asta (c).

Le sezioni delle aste equivalenti, immaginate dello stesso materiale della muratura, si otterranno imponendo l'equivalenza meccanica con l'asta-pannello nei due cinatismi fondamentali. La quota parte di azione orizzontale assorbibile da un singolo maschio murario è proporzionale alla propria rigidezza alla traslazione. Tale rigidezza può essere ricavata partendo dallo spostamento  $\delta$  della sommità di un setto murario alto  $h$  dovuto ad una generica forza orizzontale  $F_i$  ed è la somma di due contributi: deformabilità a taglio e flessionale.



Pannello murario sottoposto a taglio: dimensionamento delle bielle diagonali equivalenti.

Imponendo l'uguaglianza per gli spostamenti :

$$\delta_p = F_i \left( \frac{1,2h}{GA} + \frac{h^3}{12EJ} \right)$$

e ricavando la rigidezza delle bielle diagonali :

$$K_p = \frac{F_i}{\delta_p} \frac{1}{\frac{1,2h}{GA} + \frac{h^3}{12EJ}}$$

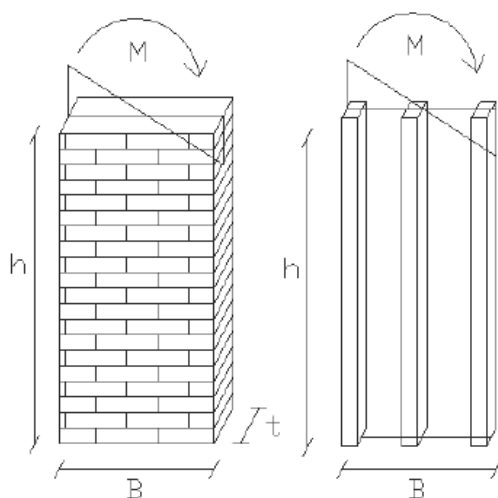
con il momento di inerzia pari a

$$J = \frac{tB^3}{12}$$

Il procedimento analitico per la determinazione delle sezioni equivalenti delle bielle conduce alla seguente espressione che fornisce l'area delle diagonali  $A_d$

$$A_d = \frac{I_d K_p}{2E_d} \frac{1}{\cos^2 \alpha}$$

L'area dei montanti verticali  $A_M$  può essere calcolata considerando l'equivalenza tra un pannello murario e un sistema di montanti (due o più) sottoposti alla stessa coppia  $M$ , imponendo pertanto l'uguaglianza delle curvature dei due sistemi.



Pannello murario sottoposto a coppia flettente: dimensionamento dei montanti verticali equivalenti.

$$M = EJ\chi \quad \chi = \frac{M}{EJ} \quad \chi_{\text{MONTANTI}} = \chi_{\text{PANNELLO}} \quad \rightarrow \quad A_{\text{MONTANTE}}$$

definita la distanza ' $d_i$ ' alla quale essi saranno posizionati rispetto al baricentro geometrico del pannello, attraverso la rigidezza estensionale del singolo montante si ottiene la seguente formula:

$$J = A_M \sum_{i=1}^n 2 d_i^2$$

con ' $n$ ' numero di montanti discretizzati in metà pannello.

Volendo determinare più accuratamente il progressivo estendersi delle parzializzazioni si può definire un sistema reticolare equivalente che rappresenti con migliore approssimazione il modello continuo. Esso prevede un numero maggiore di montanti verticali e la suddivisione in più parti del pannello originario per la definizione delle diagonali. In tal caso le espressioni per la determinazione delle sezioni rimangono le stesse tenendo però in conto delle nuove dimensioni del

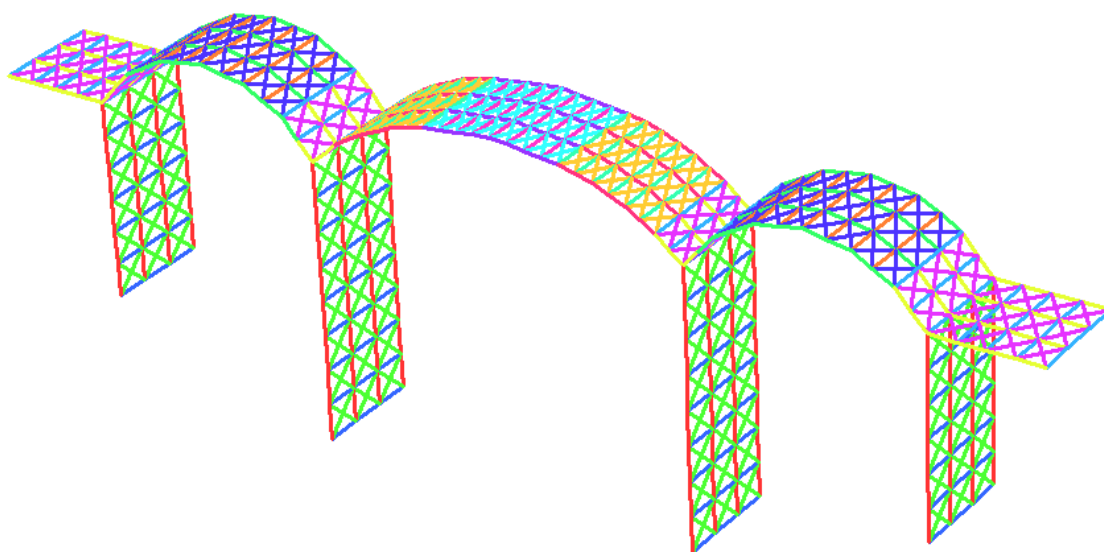


pannello di cui si vuole determinare la rigidezza equivalente.

Di seguito vengono riportate le caratteristiche geometriche dei vari elementi adottati nella costruzione del modello.

Pile	Montanti	70 mm	170 x 39 mm
	Traversi orizzontali	73 mm	170 x 46 mm
	Diagonali	100 mm	170 x 10 mm
Spalle	Montanti	55 mm	300 x 39 mm
	Traversi orizzontali	73 mm	300 x 26 mm
	Diagonali	91 mm	300 x 20 mm
Archi laterali	Montanti	47 mm	250 x 39 mm
	Traversi orizzontali	73 mm	250 x 31 mm
	Diagonali	86 mm	250 x 20 mm
Arco centrale p. 1	Montanti	35 mm	200 x 39 mm
	Traversi orizzontali	73 mm	200 x 22 mm
	Diagonali	81 mm	200 x 28 mm
Arco centrale p. 2	Montanti	35 mm	100 x 39 mm
	Traversi orizzontali	73 mm	100 x 19 mm
	Diagonali	81 mm	100 x 28 mm

Schema del ponte con un modello reticolare equivalente



Gli elementi monodimensionali costituenti il reticolo equivalente sono del tipo Cut-off bar ovvero elementi beam a cui viene assegnato il valore massimo di resistenza a compressione e trazione.

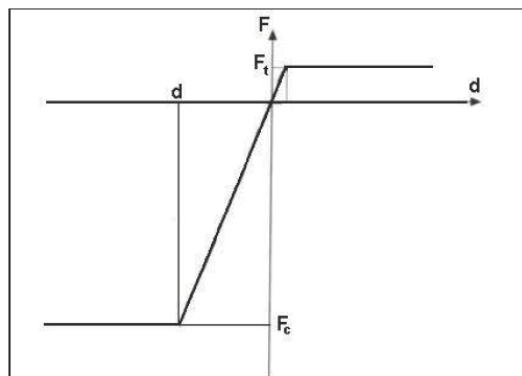
L'elemento cutoff bar è un tipo speciale di elemento beam che ha predefiniti limiti di resistenza a trazione e a compressione. In campo lineare o quando la forza assiale nell'elemento rientra nei limiti predefiniti, l'elemento si comporta come una biella. Quando invece la forza assiale eccede i limiti, il comportamento cambia e la rigidezza assiale è governata da parametri aggiuntivi.

Un elemento cutoff può essere classificato nelle seguenti tipologie:

- Resistente a trazione (tension only): un elemento biella che diventa automaticamente inattivo durante la soluzione se va in compressione, è invece attivo in trazione fino ad un predefinito valore di cutoff;
- Resistente a compressione (compression only): un elemento biella che diventa automaticamente inattivo durante la soluzione se va in trazione, è invece attivo in compressione fino ad un predefinito valore di cutoff.
- Resistente a trazione-compressione: un elemento biella che resiste sia a trazione che a compressione, ma solamente entro i limiti predefiniti.

Una volta superati i valori di cutoff, l'elemento può avere due differenti tipi di comportamento:

- Brittle: quando la forza assiale nell'elemento eccede uno dei due limiti, l'elemento va effettivamente in crisi. La resistenza si annulla e la forza assiale nell'elemento va a zero. Se il carico assiale è successivamente ridotto entro i limiti dell'elemento, esso riprenderà ancora la sua capacità di resistere ai carichi. In altre parole, anche se l'elemento ha già raggiunto uno dei due limiti, in seguito potrebbe tornare a contribuire alla rigidezza del sistema.
- Ductile: se il carico assiale nella barra eccede i limiti di resistenza, la barra diventa perfettamente plastica (yielding). Non può contribuire ulteriormente alla resistenza del sistema ma la forza assiale rimarrà allo stesso livello in caso di diminuzione di carico. Se la diminuzione di carico avviene dopo lo snervamento della barra, la forza assiale rimane al valore limite fino a che l'effettiva deformazione dell'elemento si riduce fino a raggiungere la deformazione di snervamento. Da questo punto, se il carico è ulteriormente ridotto, anche la forza assiale nell'elemento si riduce.



E' da notare che l'elemento non esibisce comportamento isteretico.

Effettivamente la rigidezza dell'elemento e la sua forza assiale sono dettate unicamente dalla deformazione dell'elemento, come per un elemento elastico non lineare.

Nel caso particolare dell'applicazione degli elementi cutoff bar al modello reticolare sono stati assunti, per i valori limite, rispettivamente il valore della resistenza a compressione della muratura ( $f_c$ ) e della resistenza a trazione ( $f_t$ ) nel caso di biella a resistenza bilaterale (montanti e orizzontali), mentre nel caso di biella a resistenza unilaterale (diagonali) la resistenza a trazione della muratura è stata assunta pari a 0. In tal modo è possibile evidenziare il comportamento non lineare della muratura per progressiva variazione di geometria, descrivendo il reale comportamento del materiale.

Le caratteristiche meccaniche adottate in questo modello sono :

$$f_c = 50 \text{ MPa}$$

$$f_t = 0,2 \text{ MPa}$$

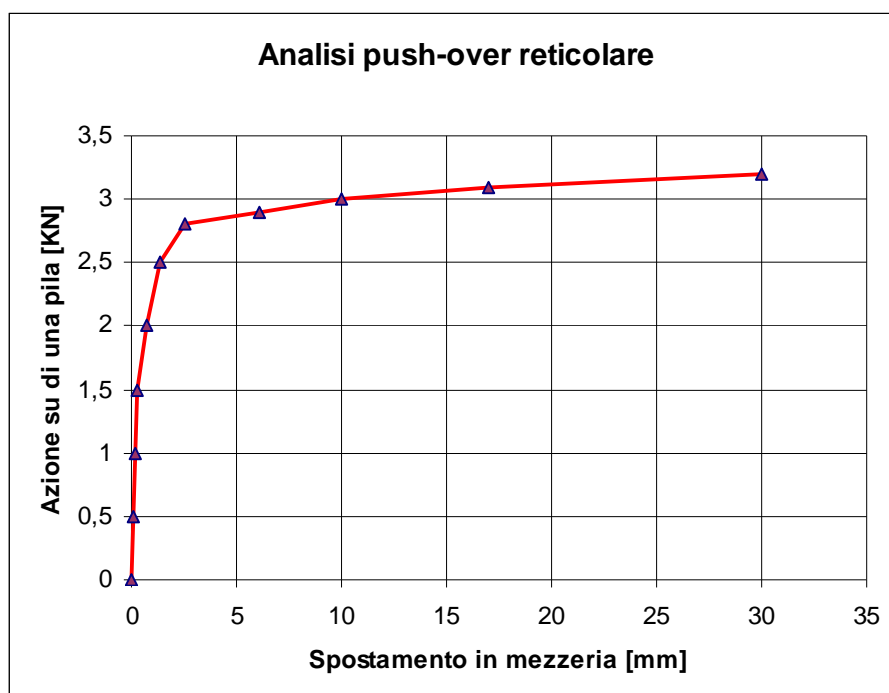
$$\nu = 0,2$$

$$E = 3000 \text{ MPa}$$

$$\gamma = 1800 \text{ Kg/m}^3$$

Per i diagonali la resistenza a trazione è posta uguale a zero.

L'analisi di push over applicata a questo modello ha fornito la seguente curva forza-spostamento in cui viene rappresentato la forza agente su di una pila in funzione dello spostamento orizzontale del nodo di mezzeria del telaio. Per ottenere la capacità portante totale è sufficiente moltiplicare il risultato per quattro.



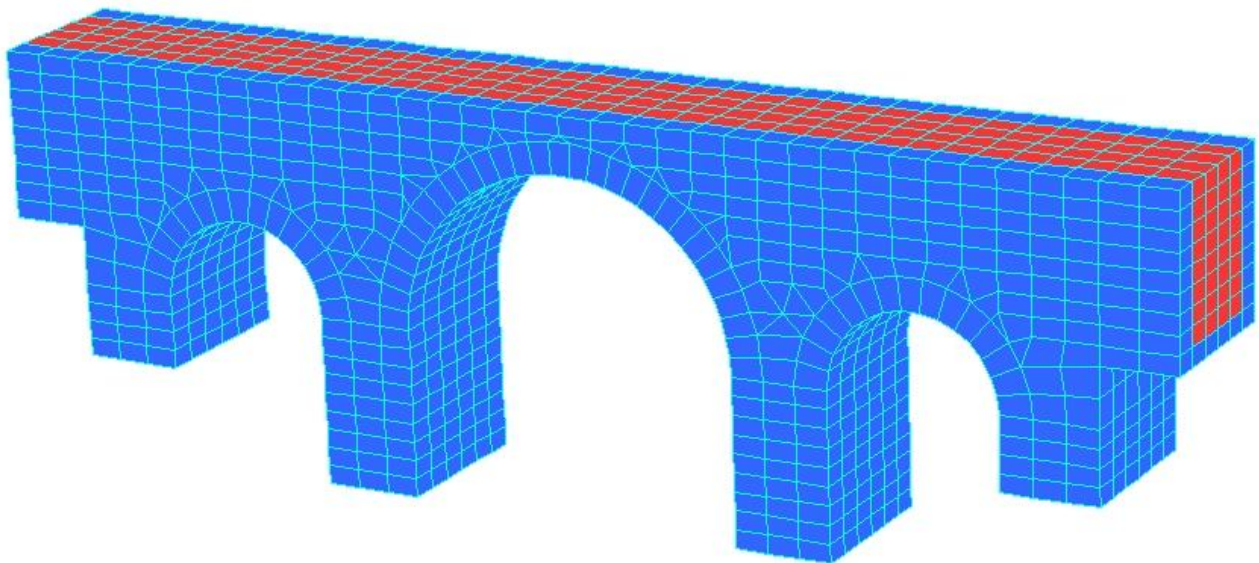
In questo caso la curva permette di cogliere abbastanza bene la capacità portante ultima del ponte sotto l'azione di carichi orizzontali, anche se gli spostamenti ottenuti risultano essere superiori a quanto ottenuto nelle prove sperimentali.

Il costo computazionale di questo modello non è oneroso ed è abbastanza affidabile, l'unico inconveniente del modello è rappresentato dal calcolo e dalla costruzione dei vari elementi che in alcuni casi può diventare molto lungo, specialmente per una griglia di elementi molto fitta che rappresenta maschi murari differenti fra loro.

### 7.3 Modello tridimensionale

#### Materiale

Il modello è stato realizzato mediante l'uso di elementi solidi (*brick*) a 6 ed 8 nodi. La mesh è stata raffinata fino al raggiungimento di un livello di dettaglio più che adatto per un'analisi di questo tipo, per un totale di 3602 nodi e 2436 elementi brick.



La muratura e il riempimento sono stati modellati come un continuo equivalente, ossia un mezzo omogeneo in cui i singoli elementi costituenti non sono rappresentati distintamente.

I valori dei moduli elastici sono stati calibrati utilizzando la seguente formula :

$$E_k = \frac{h_M + h_m}{\frac{h_M}{E_M} + \frac{h_m}{E_m}}$$

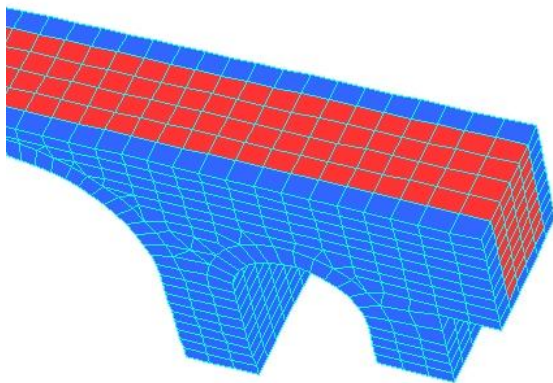
Che mette in relazione gli spessori dei mattoni  $h_M$  e il loro modulo elastico  $E_M$  con lo spessore e le caratteristiche della malta,  $h_m$ ,  $E_m$  e i moduli elastici sono ricavati in base alla resistenza massima a compressione dei materiali secondo la formula riportata nelle norme tecniche 2008 :

$$E = 1000 f_K$$

Sulla base, quindi, delle osservazioni appena esposte e avvalendosi dei risultati ottenuti dalle prove sperimentali di laboratorio, sono stati definiti i parametri da adottare nell'analisi; essi sono riportati, per i diversi materiali costituenti il prototipo.

Materiale	Caratteristica	
Muratura	$\gamma \text{ (kg/m}^3\text{)}$	1800
	$E \text{ (MPa)}$	3000
	$\nu$	0.2
Riempimento	$\gamma \text{ (kg/m}^3\text{)}$	1700
	$E \text{ (MPa)}$	1000
	$\nu$	0.2

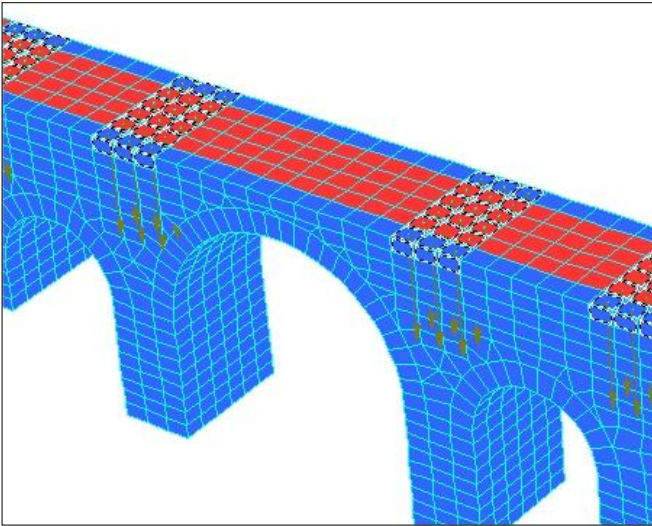
Distinguo dei materiali interessati nella prova muratura (blu) e riempimento (rosso).



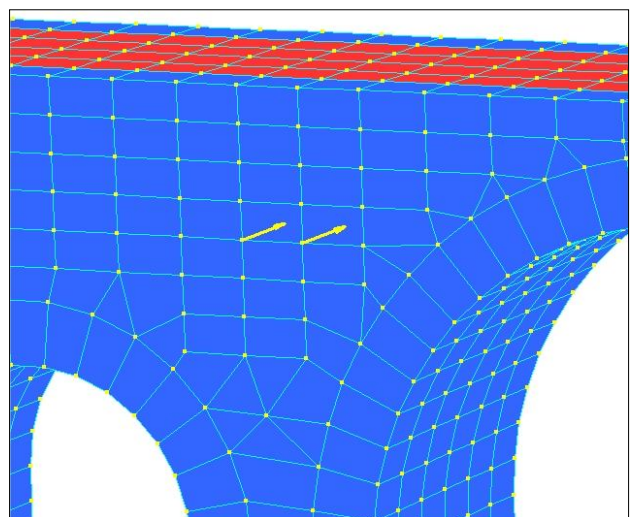
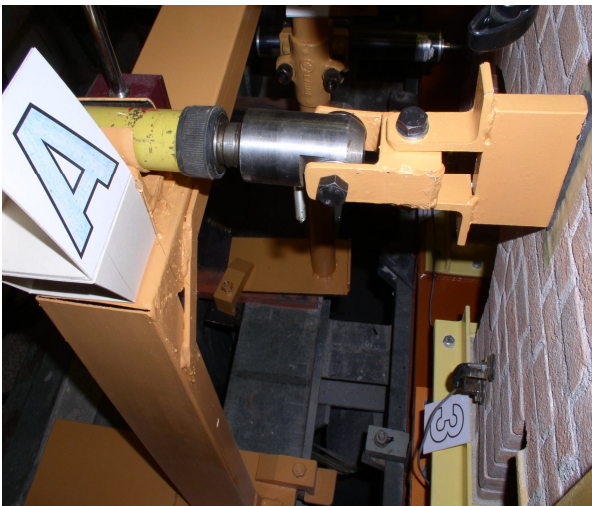


## Carichi

Nel modello sono stati considerati tre tipologie di carichi : due permanenti uno variabile. Il primo carico è costituito dal peso proprio del prototipo  $1800 \text{ Kg/m}^3$ . Il secondo carico costante è rappresentato dal sovraccarico delle piastre metalliche che si distribuisce sulla proiezione delle pile sull'impalcato  $0,3 \text{ Kg/cm}^2$  ( $0,03 \text{ MPa}$ ).

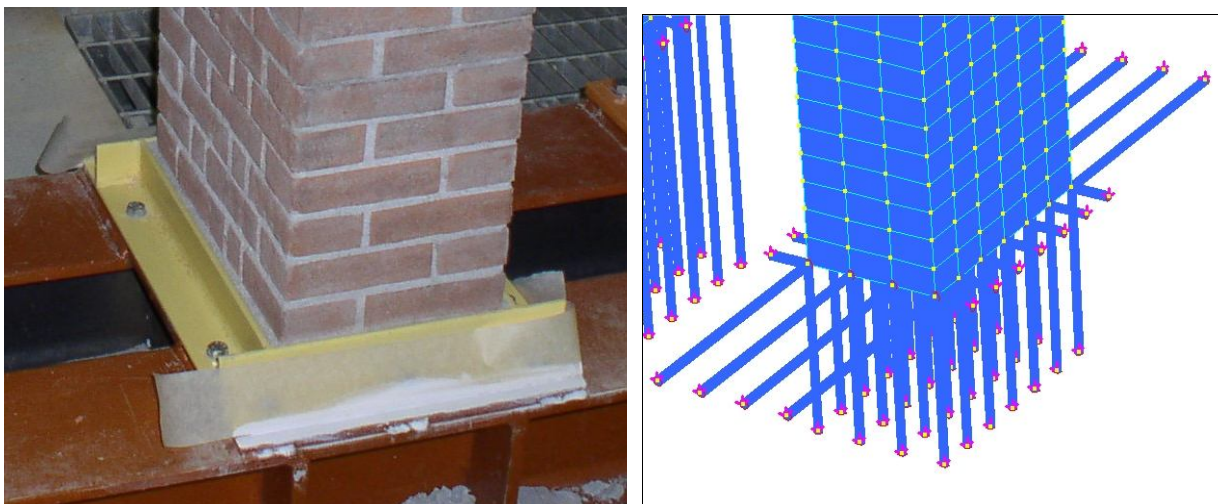


I carichi variabili sono rappresentati da quattro coppie di forze nodali concentrate nello sviluppo superiore delle pile e simulano il comportamento spingente dei quattro martinetti applicati al prototipo.

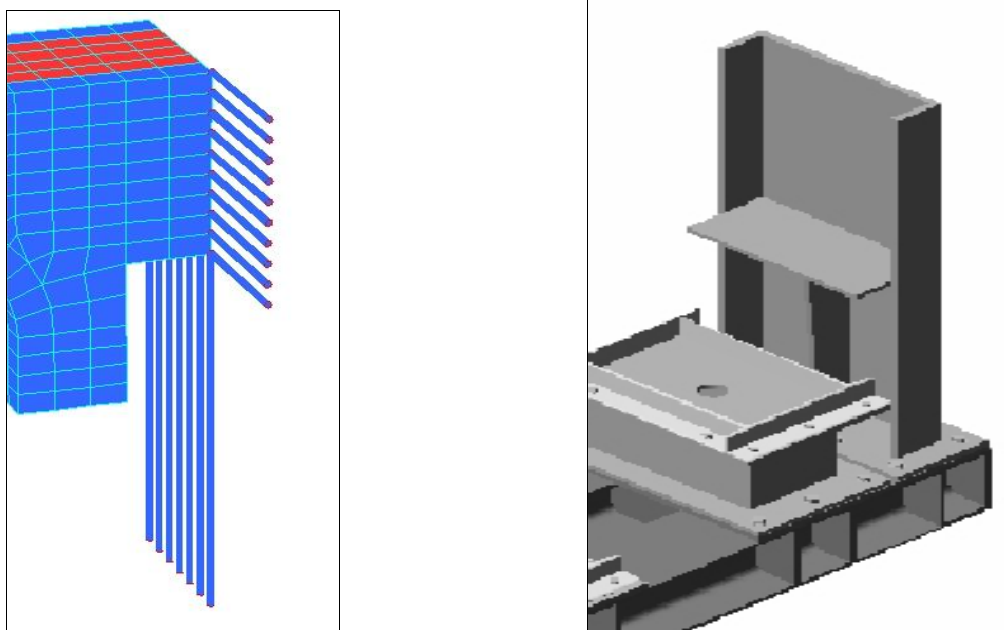


## Vincoli

Nel modello tridimensionale si è cercato di cogliere quanto più possibile il comportamento dei vincoli che sono stati applicati al prototipo cercando di dove possibile di considerare non solo la geometria ma anche la tipologia : vincoli olonomi unilaterali.



Nell'immagine è mostrato il raffronto tra il vincolo reale al piede della pila composto da una piastra quadrata che garantisce il semplice appoggio verticale e impedisce gli spostamenti orizzontali, ma non vincola un eventuale sollevamento da terra. Nel modello numerico per ricreare il vincolo è stata realizzata una griglia di elementi cut-off bar che impedissero nei nodi lo spostamento qualora fosse di compressione ma permettessero liberamente il moto nel caso di trazione.



Lo stesso procedimento è stato ripetuto nei vincoli laterali alle spalle dove il ponte sostenuto verticalmente da un piatto metallico orizzontale e vincolato orizzontalmente da un profilato a C .

### Criterio di rottura

Il criterio di rottura adottato nell'analisi è quello di *Drucker-Prager*, il quale ha la peculiarità di presentare una superficie limite regolare, con conseguenti vantaggi sia in termini analitici che computazionali. Tale superficie può essere definita secondo la seguente espressione:

$$F(\sigma_{ij}) = \alpha I_1 + \sqrt{J_2} = k$$

in cui  $I_1$  è la componente idrostatica del tensore degli sforzi,  $J_2$  è il secondo invariante del deviatore di tensione e  $\alpha$  e  $k$  sono costanti del materiale che possono essere relazionate all'angolo d'attrito  $\phi$  e alla coesione  $c$  del criterio di *Mohr-Coulomb* in diversi modi. Assumendo che il cono di Drucker-Prager circoscriva la piramide esagonale di Mohr-Coulomb, le costanti  $\alpha$  e  $k$  sono ottenute dalle seguenti relazioni:

$$\alpha = \frac{2\sin\phi}{\sqrt{3}(3 - \sin\phi)} \quad k = \frac{6c\cos\phi}{\sqrt{3}(3 - \sin\phi)}$$

in cui  $c$  e  $\phi$  possono essere espressi in termini della resistenza monoassiale a compressione  $f'_c$  e a trazione  $f'_t$ :

$$\sin\phi = \frac{f'_c - f'_t}{f'_c + f'_t} \quad c = \frac{f'_c f'_t}{f'_c - f'_t} \tan\phi$$

Appare quindi evidente come il valore dell'angolo di attrito sia definito una volta assegnato il rapporto tra le due resistenze monoassiali, mentre la coesione sia nota una volta assegnato tale rapporto e  $f'_c$  oppure  $f'_t$ .

La superficie limite di Drucker-Prager viene perciò stabilita una volta determinati i soli due parametri  $c$  e  $\phi$ ; nel modello numerico considerato nell'analisi non lineare, pertanto, essi sono stati assegnati ad ogni materiale impiegato nel ponte.

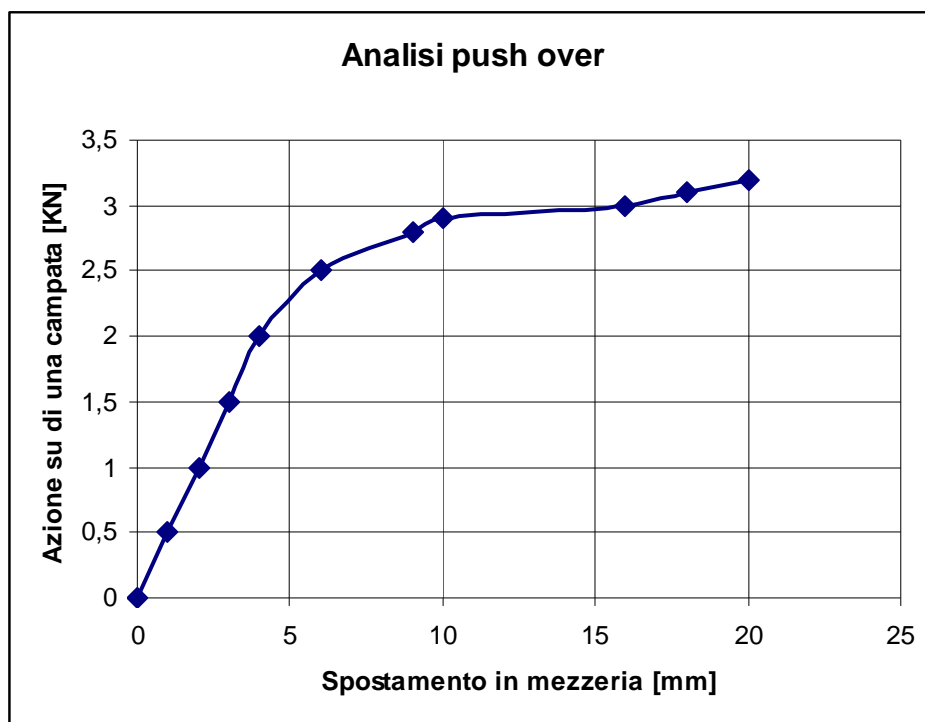
Per il riempimento, invece, sono stati definiti un angolo d'attrito e una coesione caratteristici di un'argilla di scadenti caratteristiche. Le grandezze citate sono riassunte in tabella.

Materiale	Parametro	
Muratura di mattoni e malta	$\phi$	46°
	$c$	$2.2 \cdot 10^5$ Pa
Riempimento	$\phi$	20°
	$c$	$0.5 \cdot 10^5$ Pa

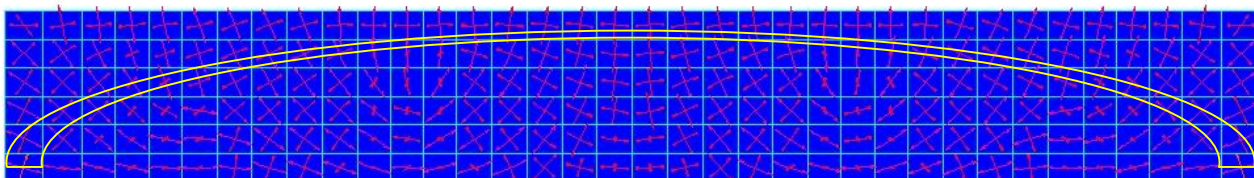


### Risultati analisi push-over

Di seguito vengono mostrati i risultati dell'analisi push-over eseguito sul modello escludendo la presenza di fibrorinforzo con riferimento allo spostamento del punto di controllo nella mezzeria del ponte sul prospetto non caricato in funzione al carico applicato ad un'unica pila.



Lo spostamento e il carico ultimo è compatibile con quanto studiato nella prova sul prototipo anche se nel modello numerico è presente alla fine un piccolo comportamento incrudente.



L'andamento delle tensioni di sforzo nel piano dell'impalcato permette di cogliere l'andamento dell'arco resistente ipotizzato nei calcoli svolti sfruttando l'analisi limite e quindi di fornire una giustificazione a posteriori.

La stessa prova numerica viene ripetuta tenendo conto dell'aggiunta di catene di fibrorinforzo che vanno a limitare la fessurazione che si creano nella mezzeria dell'arcata principale.

I fibrorinforzi rappresentati dalle barrette di carbonio sono stati schematizzati con elementi biella di larghezza pari a 5 mm e spessore 0,22mm aventi le seguenti caratteristiche meccaniche:

$$\gamma_f = 1820 \text{ kg/m}^3$$

$$E_f = 200 \text{ GPa}$$

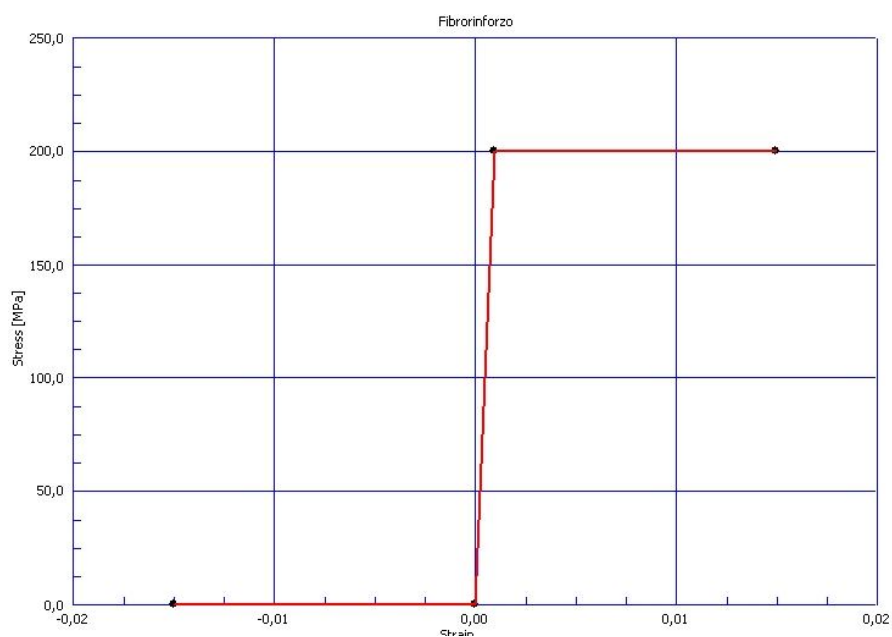
$$\varepsilon_u = 1,5 \%$$

$$f_{fdd2} = 224 \text{ MPa}$$

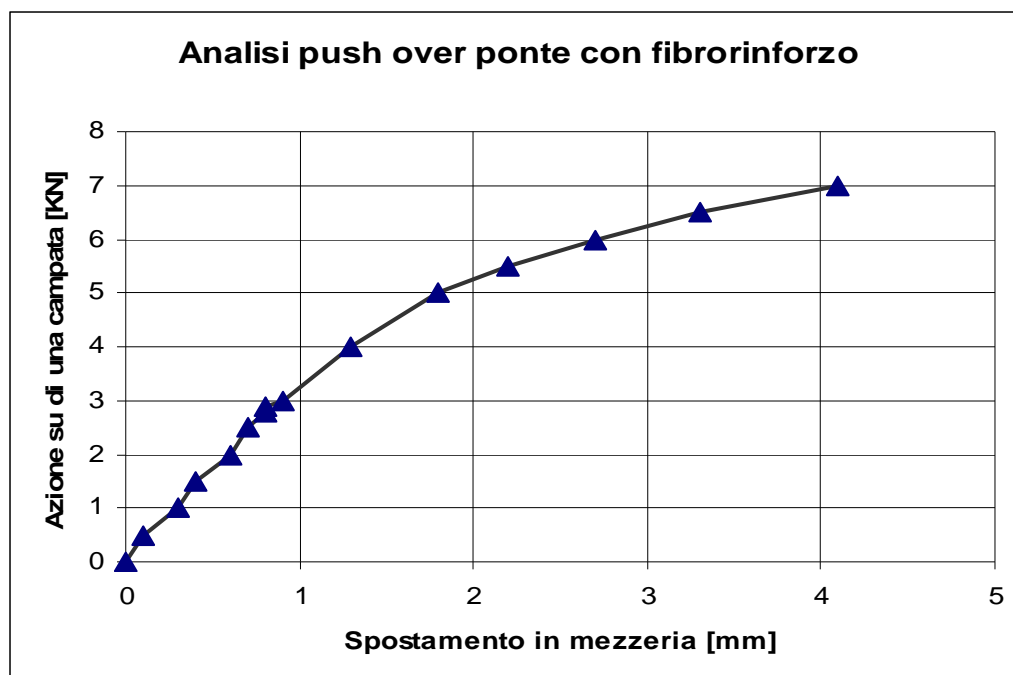
Le deformazioni di snervamento vengono calcolate come:

$$\varepsilon_0 = \frac{f_{fdd2}}{E_f}$$

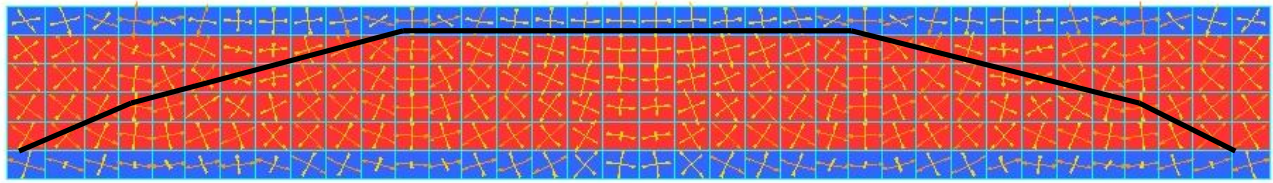
I legami costitutivi che vengono imposti ai rinforzi sono del tipo:



Risultati analisi push over del modello con frp.



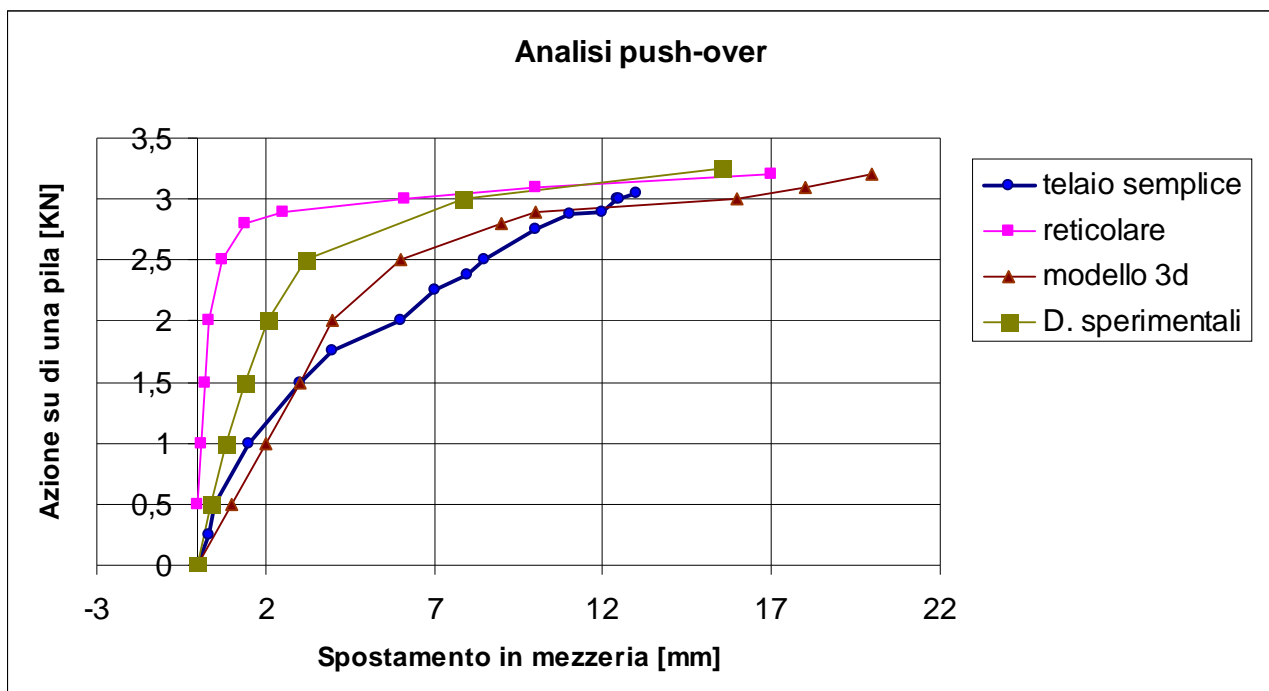
Andamento dello sviluppo degli sforzi principali nel piano dell'impalcato



In questo caso introducendo il fibrorinforzo si ottenuto una curva carico spostamento più dolce e una deformazione orizzontale più contenuta rispetto a quanto ricavato dalla prova sperimentale, che era prossima ai 15 mm.

#### 7.4 raffronto risultati numerici versus sperimentali

Confronto risultati tra i diversi modelli della stima della capacità portante con i test della prova effettuati sul prototipo di ponte non fibrorinforzato



# Conclusioni e sviluppi futuri

Con la presente tesi si è cercato di investigare il comportamento sismico dei ponti ad arco in muratura. Sono stati presentati casi di danneggiamento di ponti in muratura in diverse località del modo evidenziando diverse tipi danneggiamento, che spaziano dal danneggiamento localizzato di una parte del timpano con la parziale le funzionalità al crollo totale della struttura.

Nell'ambito di questo argomento si è ristretto il campo andando ad investigare il caso di un ponte in muratura nel comune di San Marcello nella provincia di Pistoia. Sono state evidenziate le analisi in loco ed è stato mostrato lo studio della capacità portante del ponte facendo riferimento ad un'analisi push over parametrica in funzione delle caratteristiche meccaniche del ponte. A seguito di questo sono stati presentati i risultati di una prova sperimentale effettuata presso l'università di Firenze di un modello in scala 1/30 che ricalca i tratti essenziali del ponte. Sebbene le condizioni di similitudine non siano rispettate la prova consente sotto certe ipotesi di visualizzare fisicamente i meccanismi di collasso che solitamente nelle analisi numeriche vengono solo ipotizzati per definire il collasso del modello. I risultati come è stato discusso hanno mostrato una notevole discrepanza da quello che è stato calcolato per il ponte reale, questo a causa di due fattori :

- uno rappresentato dalla simile densità del materiale impiegato dal modello, invece di una ridotta;
- l'altro dai vincoli alle spalle del modello che difficilmente possono essere ricreati nella realtà.

Ciononostante la prova ha permesso di evidenziare le zone critiche del danneggiamento e ha consentito di testare elementi di rinforzo proprio nei punti critici, mostrando una possibile via di intervento per il consolidamento di ponti esistenti.

Alla luce di quanto detto è stata investigata la prova per mezzo dell'analisi limite per inquadrare il meccanismo di rottura secondo un semplice schema teorico che evidenziasse gli elementi resistenti. Da quanto studiato si è potuto capire che nel modello la struttura resistente era rappresentata dall'impalcato orizzontale del ponte ben vincolato alle spalle secondo uno schema ad arco sia nel caso semplice, sia con le catene di fibrorinforzo. Le pile nel prototipo ruotavano alla base come corpi rigidi seguendo la deformazione dell'impalcato. Questo caso può essere vero nella realtà solo per ponti con pile molto tozze e basse e con uno sviluppo longitudinale dell'impalcato ridotto in modo da permettere di instaurarsi l'effetto arco resistente.

Dal momento che nell'ingegneria è sempre più pressante la ricerca di metodi di analisi che da una parte permettono di descrivere al meglio il comportamento meccanico di una struttura dall'altra non necessitano di un costo computazionale eccessivamente oneroso, nell'ambito della ricerca sono state condotte tre diverse tipologie di analisi numeriche con elementi finiti sulla prova con l'ausilio del software Straus7, in modo da caratterizzare il giusto compromesso tra precisione ed efficienza.

La prima analisi è stata caratterizzata da un semplicissimo modello agli elementi beam ispirato dal meccanismo resistente dell'analisi limite che ricalca lo scheletro del prototipo.

La seconda analisi è stata sviluppata per mezzo di una reticolare equivalente che permette di descrivere in modo migliore rispetto al caso precedente la geometria del ponte, ottenendo buoni risultati nel calcolo della capacità portante ultima sotto carichi orizzontali, e con un modesto onere computazionale. L'unico inconveniente di questa analisi è il dover definire per molti elementi le diverse caratteristiche meccaniche.

Infine l'ultima analisi svolta è quella con elementi brick che ha permesso di descrivere completamente la geometria della prova e fungere da base di confronto per le altre analisi. Ha permesso di caratterizzare la prova sia con il fibrorinforzo che senza, evidenziando anche lo stato tensionale che si sviluppa nel piano dell'impalcato. Nonostante la buona descrizione in termini meccanici della prova questa analisi si è rivelata la più onerosa e la più difficile da calibrare.

Una prospettiva futura nello sviluppo di modelli numerici potrebbe affrontare il caso di descrivere la struttura tridimensionale descrivendo separatamente gli elementi relativi ai mattoni e ai giunti di malta. Inoltre ulteriori studi andrebbero affrontati partendo da modelli maggiormente rappresentativi dal punto di vista della simulazione in laboratorio. Ad esempio adottando materiali a densità inferiore che permettano di rispettare le relazioni di similitudine e con vincoli alle spalle che offrano solo una capacità portante a carichi orizzontali, eliminando o riducendo significativamente l'azione ad arco resistente dell'impalcato.

Mentre la prova che è stata descritta e i modelli numerici che ne sono conseguiti sono di tipo quasi-statico, l'azione sismica che si presenta nei ponti reali è una sollecitazione dinamica, per questo motivo sarebbe interessante provare dei modelli con prove dinamiche come su tavola vibrante per evidenziare come nei casi reali eventuali crolli parziali, che seppur non conducano a completo collasso del ponte, portino comunque ad inficiare la funzionalità del ponte.

# Riferimenti bibliografici

- Albenga G., 1953, Ponti, UTET, Torino.
- Albenga G., Lezioni di ponti, Torino, Unione tipografico-editrice torinese, 1930-1931.
- ANDIL, Raccomandazioni per la progettazione ed il calcolo delle costruzioni a muratura portante in laterizio, Associazione Nazionale degli Industriali dei Laterizi, Roma, 1981.
- Benedetti A., ‘Assessment of Cracking and Collapse for Old Brick Masonry Columns’
- Benedetti A., ‘Non linear reticular models for unreinforced and reinforced masonry columns analysis’, 8° International Masonry conference 2010 in Dreseden
- Block, P., Ciblac, T. and Ochsendorf, J. 2006. Real-time limit analysis of vaulted masonry buildings, Computers & Structures, 84 (29-30), p. 1841-1852.
- Bogoni B., Libero Cecchini. Natura e archeologia al fondamento dell'architettura, Firenze, Alinea, 2009
- Brencich A., ‘Eccentrically loaded brickwork: Theoretical and experimental results’
- Brencich A., Lagomarsino S., Un modello a macroelementi per l’analisi ciclica di pareti murarie, Atti 8° Convegno Nazionale ANIDIS, vol. 1, pp. 319-326, Taormina, 1997.
- Caleca L., A. De Vecchi ‘Tecnologie di consolidamento delle strutture murarie’ , - D. Flaccovio 1990.
- Cataldi G., ‘Prove su modelli per l’analisi statica di ponti in muratura’ Graduate Thesis, Università di Firenze, 2007
- Cedri S., ‘Analisi di strutture murarie rinforzate con frp mediante modelli discretizzati’ Graduate Thesis, Università di Bologna, 2008
- Chen W. F., ‘Plasticity in reinforced concrete’- McGraw-Hill, 1982

- Chen W. F., ‘‘Limit Analysis and soil plasticity’’, Elsevier, New York , 1975
- Chopra A. K., 2001, Dynamics of Structures: Theory and Applications to Earthquake Engineering, Prentice Hall, New Jersey.
- Chopra A. K., 2002, Earthquake engineering & structural dynamics, Special topics issue on performance based-earthquake engineering, vol. 31, no. 3, pp. 487-748, Wiley.
- Como, M., Grimaldi, A. (1985). ‘‘Application of the masonry unilateral model to the limit analysis of buildings loaded by horizontal forces’’, Proc. 2nd Meeting on ‘Unilateral problems in structural analysis’, Prescudin, 82-95.
- Dolce M., Schematizzazione e modellazione per azioni nel piano delle pareti,
- Fajfar P., 2002, ‘‘Structural Analysis in Earthquake Engineering – a breakthrough of Simplified Nonlinear Methods’’, Proceeding of 12th European Conference on Earthquake Engineering.
- G+D Computing © 1999, Guida all’uso di Straus7 (concezione, sviluppo e implementazione: G+D Computing, Sidney Australia; distribuzione, consulenza, formazione e supporto tecnico: HSH srl, Padova Italy).
- Gambarotta L. (a cura di), 1996, Atti di La meccanica delle murature tra teoria e progetto, Messina, Pitagora Bologna.
- Gilbert M., ‘Limit analysis applied to masonry arch bridges: state-of-the-art and recent developments’
- Gordon J. E., ‘‘ Structures : or why things don’t fall dawn ’’ – Cambridge University Pres, 1964
- H. Harris, G. Sabnis ‘‘ Structural modelling and experimental techniques ’’ – CRC Pres
- Heyman J. , ‘‘ The stone skeleton ’’ – Cambridge University Pres, 1965

- Hilsdorf H.K., An Investigation Into the Failure Mechanism of Brick Masonry Loaded in Axial Compression, in F.B.Johnson (a cura di), Designing, Engineering and Constructing with Masonry Products, pp. 34-41, Gulf Publ. ,Houston, 1969.
- J.E.Gibson 'Thin shells'- 1965
- Leone Corradi Dell'Acqua "Meccanica delle strutture"-McGraw-Hill
- Macchi G., Attualità della muratura portante ed evoluzione dei metodi di calcolo delle strutture in laterizio semplici ed armate, Atti del 12° Congresso Nazionale ANDIL, pp.139-150, Firenze, 1974.
- Magenes G., Comportamento sismico di murature di mattoni: resistenza e meccanismi di rottura di maschi murari, Tesi di Dottorato, Dipartimento di Meccanica Strutturale, Università degli Studi di Pavia, 1992.
- Marani F. ,A. Benedetti, L. Pelà, 'Analisi di Strutture Murarie Rinforzate con FRP attraverso Modelli Reticolari Non Lineari', MuRiCo3, Venezia 2009
- Nardone F. 'Analisi teorico sperimentale di elementi murari rinforzato con FRP : meccanismi resistenti e formule di progetto', Graduate Thesis, Università di Napoli ' Federico II ', Napoli 2006
- Nielsen M., 'Limit analysis and concrete plasticity' -N.N. Newmark and W.J. Hall Editors 1984
- Norme UNI EN 772-1:2002, Metodi di prova per elementi di muratura – Determinazione della resistenza a compressione.
- Norme UNI ENV 1996-1-1 (Eurocodice 6), Marzo 1998 , Progettazione delle strutture di muratura, Parte 1-1: Regole generali per gli edifici - Regole per la muratura armata e non armata.
- Norme UNI ENV 1998-1 (Eurocodice 8), Dicembre 2003, Design of structures for earthquake resistance, Part 1: General rules, seismic actions and rules for buildings.



- Oppenheim, I. J., Gunaratnam, D.J., Allen, R.H. (1989). "Limit state analysis of masonry domes", *Journal of Structural Engineering*, vol. 115, No. 4, 868-882.
- Ordinanza del Presidente del Consiglio dei Ministri, 20 Marzo 2003, Primi elementi in materia di criteri generali per la classificazione sismica del territorio nazionale e di normative tecniche per le costruzioni in zona sismica, aggiornamento del 9/9/2004.
- Orduna, A., Lourenço. P.B., "Limit analysis as a tool for the simplified assessment of ancient masonry structures", *Historical Construction*, Guimarães, 2001
- Pande, G.N., Liang, J.X., Middleton, J. (1989). "Equivalent elastic moduli for brick
- Pelà L., 'Vulnerabilità sismica di un ponte stradale ad arco in muratura di pietrame', Graduate Thesis, Università di Bologna, 2005
- Priestley M. J. N., Seible F., Calvi G. M., *Seismic Design and Retrofit of Bridges*, John Wiley & Sons, Inc.
- Qadir Bhatti A., 'Seismic vulnerability of historical arch type bridge structures in Italy', Master thesis, Università di Padova, 2009
- Resemini S., 2003, Vulnerabilità sismica dei ponti ferroviari ad arco in muratura, Tesi di Dottorato, XV Ciclo, Genova.
- Rota M., 'Seismic vulnerability of masonry arch bridge walls, Master thesis, Università di Pavia, 2004
- Salonikios T., Karakostas C., Lekidis V., Anthoine A., 2003, Comparative inelastic pushover analysis of masonry frames, *Engineering Structures*, No. 25, pp.1515–1523.
- Stabilini L., 1954, *Ponti*, Libreria editrice politecnica Cesare Tamburini, Milano.
- Tomaževič M., Weiss P., A rational, experimentally based method for the verification of earthquake resistance of masonry buildings, *Proceedings of the 4<sup>th</sup> U.S. National Conference on Earthquake Engineering*, Vol. 2, pp.349-359, Palm Springs, California, 1990.